

Proyecto Constructivo de la Subestación Eléctrica de Tracción de Gernika

Anejo 14 - Cálculos estructurales

TTE-IS-24001-PWS-SBS-ANX-0014



**We Make
Your Way Easier**

Preparado para:



Nombre: Euskal Trenbide Sarea
Dirección: San Vicente 8, Edificio
Albia I. Planta 14. Bilbao.
CP: 48001

Preparado por:



Nombre: CAF Turnkey
& Engineering
Dirección: Laida Bidea,
Edificio 205, Zamudio
CP: 48170

Proyecto Constructivo de la Subestación Eléctrica de Tracción de Gernika

Anejo 14 - Cálculos estructurales

TTE-IS-24001-PWS-SBS-ANX-0014

Índice de Contenidos

1. Introducción	7
2. Situación.....	7
3. Descripción de las estructuras	8
3.1. Edificio de subestación	8
3.2. Bastidores de transformadores	9
4. Normativa y Bases de cálculo	11
4.1. Normativa	11
4.2. Criterios de durabilidad para el edificio	11
4.3. Características de los materiales	11
5. Acciones	12
5.1. Valores característicos de las acciones	12
5.1.1. Acciones permanentes	12
5.1.2. Acciones variables.....	13
5.1.3. Acciones accidentales.....	16
5.2. Valores representativos de las acciones	16
5.3. Valores de cálculo de las acciones	17
5.4. Combinación de las acciones.....	17
5.4.1. Estado Límite Ultimo	17
5.4.2. Estado Límite de Servicio.....	17
6. Software.....	18
7. Características del terreno.	18
8. Cálculo del bastidor de transformador	19
8.1. Modelo realizado	19
8.2. Verificación de los perfiles.....	22
8.3. Base de anclaje.....	24
8.4. Uniones	24
8.4.1. Nudo inferior	25
8.4.2. Nudo superior	26
9. Cálculo del edificio de subestación.....	27
9.1. Introducción	27
9.2. Modelo realizado	27
9.2.1. Geometría	27
9.2.2. Cargas	28
9.3. Cálculo de losa de cimentación	33
9.3.1. Descripción	33
9.3.2. Combinación de acciones	33
9.3.3. Comprobación de vigas de cimentación	36

9.3.4. Armado de losa de cimentación	43
9.3.5. Comprobación de punzonamiento	46
9.3.6. Desplazamientos de la cimentación	48
9.3.7. Tensión sobre el terreno	49
9.4. Cálculo de murete perimetral	50
9.4.1. Descripción	50
9.4.2. Empujes.....	50
9.4.3. Armado	51
9.5. Cálculo de muelle de carga	51
9.5.1. Descripción	51
9.5.2. Ley de flectores.....	52
9.6. Cálculo de la estructura prefabricada	52
9.6.1. Cargas consideradas.....	52
9.6.2. Resistencia a fuego de los elementos.....	53
9.6.3. Cálculos detallados de la estructura	53
9.6.4. Forjado de placa alveolar.	54
9.6.5. Viga de carga longitudinal en L. VCL 40+25	54
9.6.6. Pilares P1 y P2	55
Apéndice 1. Cálculos justificativos de estructura prefabricada	57

Índice de Figuras

Figura 1 Localización del proyecto.....	7
Figura 2 Alzados del edificio de subestación.	8
Figura 3 Distribución interior del edificio de subestación.....	9
Figura 4 Alzado bancada	10
Figura 5 Dimensiones de un bastidor tipo para equipo de transformación	10
Figura 6 Coeficientes de simultaneidad Tabla 4.2 del CTE-DB-SE	16
Figura 7 Coeficientes de combinación de acciones. Tabla 4.2 del CTE-DB-SE	17
Figura 8 Mejora del terreno propuesta por el Estudio Geotécnico.....	19
Figura 9 Dimensiones de un bastidor tipo para equipo de transformación	19
Figura 10 Bastidor de transformador. D/C ratio de los perfiles.	22
Figura 11 Reacciones del bastidor.....	24
Figura 12 Base de soporte de bastidor. Cotas en mm	24
Figura 13 Nudos del bastidor	25
Figura 14 Nudo inferior del bastidor	25
Figura 15 Tensiones en el nudo inferior.....	26
Figura 16 Modelo del nudo superior.....	26
Figura 17 Tensiones y % de plastificación	26
Figura 18 Vista 3D del modelo	27
Figura 19 Planta del modelo	28
Figura 20 Cargas muertas en la cimentación.....	29
Figura 21 Cargas muertas en cubierta (forjado 2).....	30
Figura 22 Sobrecargas en la cimentación	31
Figura 23 Sobrecargas en cubierta (forjado 2)	32
Figura 24 Losa de cimentación y vigas riostra embebidas	33
Figura 25 Losa de cimentación. Momento X y cuantía necesaria. Inferior.....	43
Figura 26 Losa de cimentación. Momento X y cuantía necesaria. Superior	44
Figura 27 Losa de cimentación. Momento Y y cuantía necesaria. Inferior.....	45
Figura 28 Losa de cimentación. Momento Y y cuantía necesaria. Superior	45
Figura 29 Losa de cimentación. Desplazamientos mínimos.....	48
Figura 30 Losa de cimentación. Desplazamientos máximos.	49
Figura 31 Losa de cimentación. Tensiones máximas transmitidas al terreno.	49
Figura 32 Murete Perimetral	50
Figura 33 Murete Perimetral. Empujes del terreno	50
Figura 34 Muelle de carga	51
Figura 35 Muelle de carga. Ley de flectores	52
Figura 36 Sección de forjado alveolar	54
Figura 37 Geometría de las vigas de carga	54
Figura 38 Cuadro de características mecánicas	55
Figura 39 Sección de pilares.....	56
Figura 40 Ejemplo del esquema de barras de uno de los pórticos estructurales.....	56

Índice de Tablas

Tabla 1. Tabla de Materiales.....	12
Tabla 2 Equipos. Celdas de 30kV.....	13
Tabla 3 Equipos. Cabinas de continua.....	14
Tabla 4 Equipos. Celdas de 3000Vca.....	15
Tabla 5 Equipos. Bobinas y armónicos.....	15
Tabla 6 Bastidor de transformador. Lista de Nodos.....	20
Tabla 7 Bastidor de transformador. Lista de Barras.....	22
Tabla 8 Bastidor de transformador. Verificación de los perfiles. D/C ratio.....	24
Tabla 9. Cargas muertas aplicadas.....	29
Tabla 10. Sobrecargas aplicadas.....	31
Tabla 11. Coeficientes de presión.....	32
Tabla 12. Coeficiente de exposición y presión estática.....	32
Tabla 13. Anchos de banda.....	32
Tabla 14. Cargas de viento por planta.....	33
Tabla 15 Losa de cimentación. Combinaciones de ELU de hormigón.....	35
Tabla 16 Losa de cimentación. Combinaciones de Tensiones y desplazamientos de cimentación.....	36
Tabla 17 Losa de cimentación. Resumen de comprobaciones de Resistencia en vigas de cimentación.....	36
Tabla 18 Losa de cimentación. Resumen de comprobaciones de Fisuración en vigas de cimentación.....	37
Tabla 19 Losa de cimentación. Esfuerzos y armado en Pórtico 1.....	38
Tabla 20 Losa de cimentación. Esfuerzos y armado en Pórtico 2.....	38
Tabla 21 Losa de cimentación. Esfuerzos y armado en Pórtico 3.....	39
Tabla 22 Losa de cimentación. Esfuerzos y armado en Pórtico 4.....	40
Tabla 23 Losa de cimentación. Esfuerzos y armado en Pórtico 5.....	41
Tabla 24 Losa de cimentación. Esfuerzos y armado en Pórtico 6.....	42
Tabla 25 Losa de cimentación. Comprobación de punzonamiento en losa de cimentación. Pilar 1.....	46
Tabla 26 Losa de cimentación. Comprobación de punzonamiento en losa de cimentación. Pilar 2.....	46
Tabla 27 Losa de cimentación. Comprobación de punzonamiento en losa de cimentación. Pilar 3.....	46
Tabla 28 Losa de cimentación. Comprobación de punzonamiento en losa de cimentación. Pilar 4.....	47
Tabla 29 Losa de cimentación. Comprobación de punzonamiento en losa de cimentación. Pilar 5.....	47
Tabla 30 Losa de cimentación. Comprobación de punzonamiento en losa de cimentación. Pilar 6.....	47
Tabla 31 Losa de cimentación. Comprobación de punzonamiento en losa de cimentación. Pilar 7.....	47
Tabla 32 Losa de cimentación. Comprobación de punzonamiento en losa de cimentación. Pilar 8.....	48
Tabla 33 Losa de cimentación. Desplazamientos máximos.....	48
Tabla 34 Losa de cimentación. Tensiones máximas.....	49

1. Introducción

El objeto del presente anejo describir las distintas estructuras del “Proyecto Constructivo de la Subestación Eléctrica de Tracción de Gernika” y presentar los cálculos realizados para su dimensionamiento.

2. Situación

El proyecto se localiza en el municipio de Genika (Bizkaia), en una explanada de ETS entre las vías ferroviarias la Calle Bekoibarra.



Figura 1 Localización del proyecto

3. Descripción de las estructuras

Las estructuras objeto de este documento son:

- / Edificio de subestación: edificio de hormigón que aloja los diferentes equipos.
- / Bastidores de transformadores: bastidores metálicos sobre los que se montan los distintos transformadores.

3.1. Edificio de subestación

El edificio de subestación es una estructura de una planta con una envolvente exterior de 10.70 m de ancho, 25.80 m de largo y 4.88 m de alto. Longitudinalmente, está formada dos pórticos de tres vanos isostáticos (8.00 m + 8.00 m + 9.00 m) separados 9.90 m.

Las vigas prefabricadas que forman los pórticos se apoyan de forma simple sobre pilares prefabricados. La cubierta se resuelve mediante placa alveolar de 25 cm de canto, con 5 cm de mortero de capa de compresión.

Los pilares, de una altura media 4.35 m, se apoyan sobre una losa de cimentación, que se encuentra enterrada respecto de la rasante para formar un foso y un suelo técnico bajo los distintos equipos.

Dicha losa cuenta con un muro perimetral que tiene dos usos: de contención de tierras para la formación del foso y de apoyo de los paneles prefabricados que forman la envolvente del edificio. Embebida en la losa, se forman vigas de cimentación.

Los paneles prefabricados, de 4.88 m de altura y 20 cm de canto son de hormigón macizo.

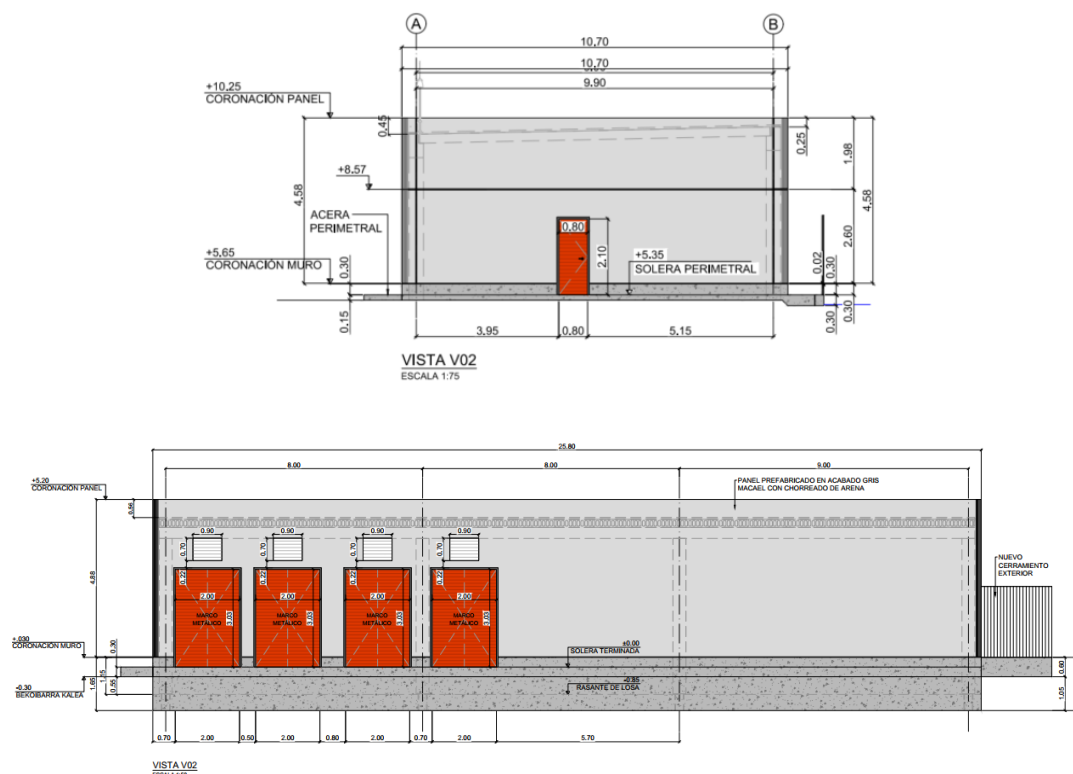


Figura 2 Alzados del edificio de subestación.

Según el uso de las diferentes salas del edificio se distinguen dos áreas de pavimentos (como se observa en la siguiente figura): una cubierta por un suelo técnico tipo “Heavy Duty” (sombreado verde, con una capacidad de carga de 20 kN/m^2) y otra en la que los equipos se montan sobre bastidores apoyados en la losa (sombreado rojo).

El acabado del suelo de arquitectura se encuentra por encima de la cota de acabado de la losa de cimentación, y se salva esta altura con el suelo técnico o con los bastidores. Se forma con paneles de $600 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} \times 30 \text{ mm}$ de 720 kg/m^3 . Los bastidores se forman con perfiles UPN-80, de distribución variable, pero se suponen castillos de $0.8 \text{ m} \times 0.65 \text{ m} \times 0.8 \text{ m}$.

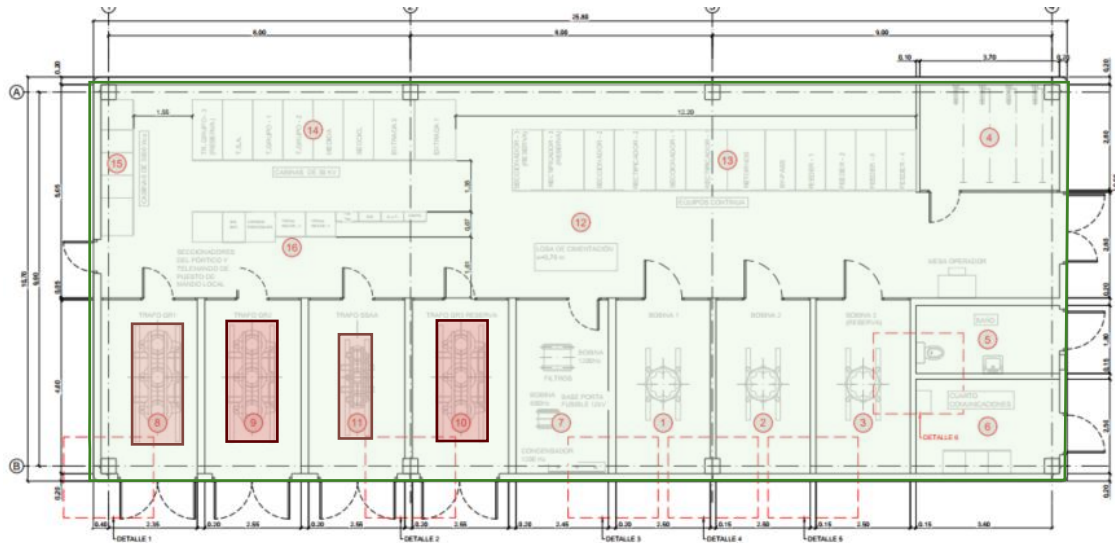


Figura 3 Distribución interior del edificio de subestación.

3.2. Bastidores de transformadores

El bastidor (o bancada) tipo para los equipos transformares se forma mediante perfiles metálicos (UPN-120, L50x5 e IPE-120, de calidad S275), de forma que ofrecen una cota de apoyo elevada respecto a la cota de cimentación.

Las dimensiones se muestran en la siguiente figura:

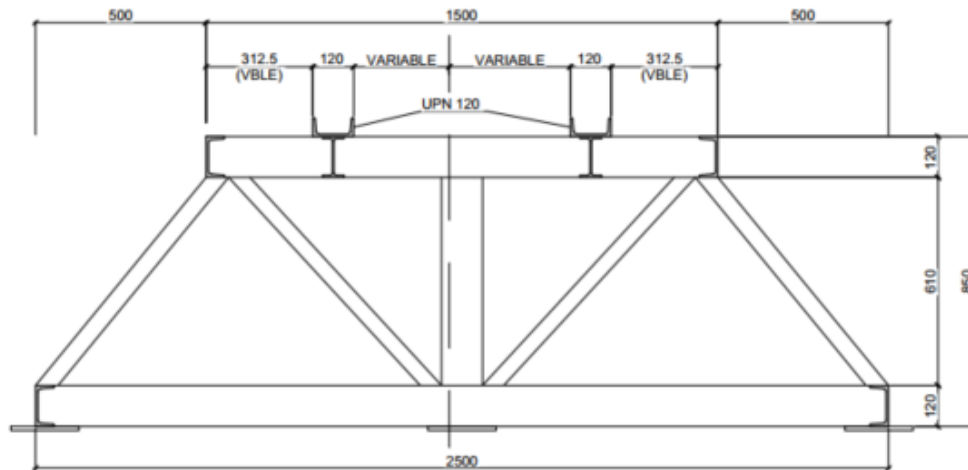
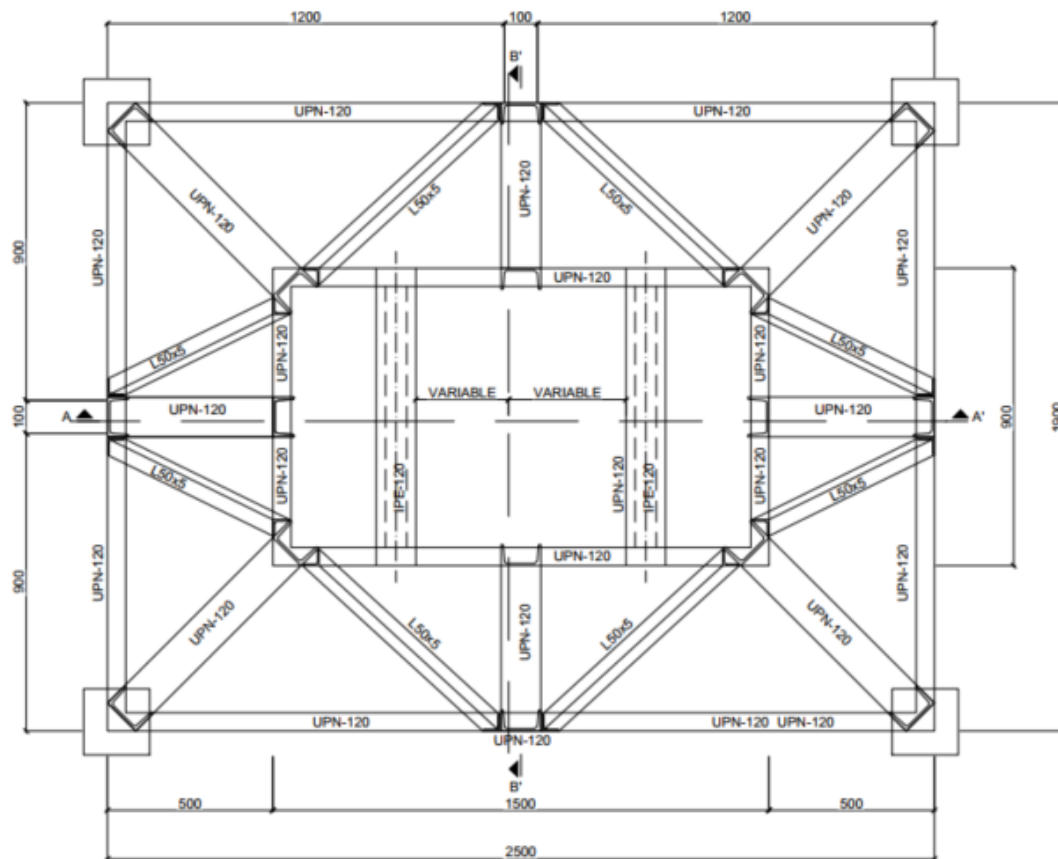


Figura 4 Alzado bancada



BASTIDOR
PLANTA

Figura 5 Dimensiones de un bastidor tipo para equipo de transformación

4. Normativa y Bases de cálculo

4.1. Normativa

La normativa utilizada es la siguiente:

- / Edificio de subestación:
 - Acciones: CTE-DB-SE
 - Cimentaciones: CTE-DB-SE C
 - Hormigón: Código Estructural.
- / Bastidor de transformador:
 - Acero: Eurocódigo 2.

4.2. Criterios de durabilidad para el edificio

De acuerdo con el vigente Código Estructural (CE) se han tenido en cuenta los siguientes criterios:

- / La vida útil de la estructura se considera de 100 años.
- / La clase de exposición se considerará XC2 en todos los hormigones estructurales.
- / La resistencia característica mínima del hormigón dependerá del elemento, tal como se define en la tabla de materiales de los planos.
- / Se limitará el ancho de fisura a 0,3 mm para todos los elementos no pretensados.
- / El recubrimiento mínimo de las armaduras será de 30 mm (tabla 43.2.1.1.a del CE) para los elementos con clase de exposición XC2. El recubrimiento nominal dependerá del elemento (según la tabla 43.4.1 del CE):
 - Elementos armados in situ: 40 mm (30 mm de recubrimiento mínimo + 10 mm de margen)
 - Elementos prefabricados: dependerá de cada elemento y se especifica en la tabla de materiales de los planos.

4.3. Características de los materiales

Los materiales a utilizar, así como las características definitorias de los mismos se indican en el cuadro siguiente:

Material	Definición	Tipo	Coef. de Seguridad
Hormigón	Limpieza	HL-150/C/TM	1.5
Hormigón	Losa de cimentación	HA-30/B/20/XC2	1.5
Hormigón	Estructura armada	HA-30/AC/20/XC4	1.5
Hormigón	Estructura pretensada	HP-45/L/20/XC4	1.5
Hormigón	Viga portacanalón	HP-45/AC/12/XC4	1.5
Hormigón	Viguetas	HP-40/P/12/XC1	1.5
Hormigón	Placa alveolar	HP-40/P/12/XC1	1.5

Material	Definición	Tipo	Coef. de Seguridad
Hormigón	Capa de compresión	HA-25/F/16/XC1	1.5
Hormigón	Panel	HA-30/L/20/XC4	1.5
Acero Activo	Viguetas y placa alveolar	Y 1860 S7	1.15
Acero Activo	Viguetas y placa alveolar	Y 1860 S7	1.15
Acero Pasivo	Toda la obra	B 500 S	1.15
Acero Estructural	Perfiles laminados	S 275 JR	1.1
Acero Estructural	Perfiles conformados	S 235 JR	1.1
Acero Estructural	Chapas	S 235 JR	1.1

Tabla 1. Tabla de Materiales

5. Acciones

5.1. Valores característicos de las acciones

Los valores característicos de las acciones se definen, según el caso, por su valor medio, por un fráctil o por un valor nominal.

5.1.1. Acciones permanentes

5.1.1.1. Peso Propio

El peso propio es implementado directamente por los softwares de cálculo, considerando las siguientes densidades:

- / Hormigón: 25 kN/m³.
- / Acero: 78.5 kN/m³.
- / Agua: 9.8 kN/m³.

En el caso de la cubierta, el peso propio se introduce como una carga repartida en área, de valor 4.88 kN/m² (placa alveolar de 25 cm de canto + 5 cm de capa compresión).

5.1.1.2. Cargas muertas

Las cargas muertas consideradas son las siguientes:

- / Cubierta: 2.00 kN/m² (impermeabilización + aislante + mortero)
- / Losa de cimentación:
 - Peso del suelo técnico y su bastidor: 1.25 kN/m².
 - Murete perimetral + Peso paneles envolvente sobre murete: 5.75 m · 0.2 m · 25 kN/m³ = 28.75 kN/m.
 - Particiones interiores con bloque de hormigón hueco de 40 cm x 20 cm x 20 cm: 5x2.5 ud/m² x 16 kg/ud x 4.75 m de altura = 9.5 kN /m.

5.1.1.3. Empuje del terreno

Se considera un empuje del terreno sobre los muros perimetrales de la losa de cimentación. El terreno de relleno se supone de las siguientes características:

- / $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- / $\phi = 30^\circ$

El nivel freático se ha localizado por debajo de la cota de cimentación.

5.1.2. Acciones variables

5.1.2.1. Sobrecarga de uso

La cubierta se supone transitable solo para mantenimiento, y la losa de cimentación tiene las cargas correspondientes al uso que se le va a dar:

- / Cubierta: 1 kN/m^2 .
- / Explanada colindante: 10 kN/m^2 .
- / Losa de cimentación:
 - Equipos sobre suelo técnico: 20 kN/m^2 . En el apartado 5.1.2.1.1 se verifica que los equipos existentes suponen una carga por metro cuadrado menor o igual.
 - Transformadores: Peso por unidad de 105 kN , apoyado sobre un bastidor en 4 puntos (26.2 kN). El bastidor transmite la carga a la losa de cimentación en 6 puntos, con una carga desigual entre ellos.

5.1.2.1.1. Comprobación del suelo técnico.

El suelo técnico propuesto admite una carga máxima de 20 kN/m^2 repartida y de 5.4 kN puntual.

En las siguientes tablas se comprueba que los equipos a instar transmiten al suelo técnico menos carga que las admisibles.

Celdas de 30KV.					
EQUIPO	PESO	ANCHURA	FONDO	CARGA DISTRIBUIDA	CARGA CONCENTRADA
	(kg)	(mm)	(mm)	(kg/m ²)	(kg)
Entrada 1	650	1100	1632	362	163
Entrada 2	650	1100	1632	362	163
Seccionamiento	650	750	1500	578	163
Medida	650	750	1518	571	163
T. Grupo 1	650	750	1632	531	163
T. Grupo 2	650	750	1632	531	163
T. Grupo Reserva	650	750	1632	531	163
T. SSAA	650	750	1632	531	163

Tabla 2 Equipos. Celdas de 30kV

CABINAS DE CONTINUA.					
EQUIPO	PESO	ANCHURA	FONDO	CARGA DISTRIBUIDA	CARGA CONCENTRADA
	(kg)	(mm)	(mm)	(kg/m ²)	(kg)
Feeder 1	1000	800	1600	781	250
Feeder 2	1000	800	1600	781	250
Feeder 3	1000	800	1600	781	250
Feeder 4	1000	800	1600	781	250
By-pass	1000	800	1600	781	250
Retornos	1000	1000	1600	625	250
Rectif 1	1500	1100	1600	852	375
Secc 1	600	800	1600	469	150
Rectif 2	1500	1100	1600	852	375
Secc 2	600	800	1600	469	150
Secc 3 (Reserva)	600	800	1600	469	150
Rectif 3 (Reserva)	1500	1100	1600	852	375

Tabla 3 Equipos. Cabinas de continua

Celdas de 3000 Vca					
EQUIPO	PESO	ANCHURA	FONDO	CARGA DISTRIBUIDA	CARGA CONCENTRADA
	(kg)	(mm)	(mm)	(kg/m ²)	(kg)
Cabina 1	400	1000	1000	400	100
Cabina 2	300	600	870	575	75

Cabina 3	300	600	870	575	75
Cabina 4	300	600	870	575	75
Cabina 5	350	800	870	503	88

Tabla 4 Equipos. Celdas de 3000Vca

Bobinas y armónicos					
EQUIPO	PESO	ANCHURA	FONDO	CARGA DISTRIBUIDA	CARGA CONCENTRADA
	(kg)	(mm)	(mm)	(kg/m ²)	(kg)
Bobinas de aislamiento	500	1200	1200	347	125
Filtro de armónicos	300	1150	500	522	75

Tabla 5 Equipos. Bobinas y armónicos

5.1.2.2. Viento

Tal como expresa el CTE-DB-SE AE, la acción del viento se puede considerar una carga repartida perpendicular (presión estática) a la superficie sobre la que actúa, de valor:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Donde:

- / q_b : presión dinámica del viento, obtenida del Anejo D del CTE-DB-SE AE. La zona eólica es la C, lo que supone una velocidad de viento de 29 m/s, que da como resultado una presión dinámica de viento de 0.52 kN/m².
- / c_e : coeficiente de exposición, de acuerdo con el punto 3.3.3. del CTE-DB-SE AE, función de la altura y grado de aspereza del entorno. Considerando una grado de aspereza tipo IV (Zona urbana en general) y una altura de 6 m, el coeficiente de exposición es de 1.4.
- / c_b : coeficiente de presión, establecido en los puntos 3.3.4. y 3.3.5 del del CTE-DB-SE AE, dependiente de la forma y orientación de la superficie.

5.1.2.3. Acciones térmicas

Según el apartado 3 del punto 3.4.1. del CTE-DB-SE AE, no es necesario considerar las cargas térmicas en caso de que no existan elementos continuos de mas de 40 metros.

5.1.2.4. Nieve

La acción de nieve sobre la cubierta, por unidad de superficie en proyección horizontal, se toma como:

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

Donde:

- / μ : es el coeficiente de forma de la cubierta, según 3.5.3 de CTE-DB-SE AE, de valor unidad (1).
- / s_k : valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal, que según 3.5.2 (Anejo E), para el municipio de Gernika (Zona invernal 1, y altitud de 5 m.s.n.m.) es de 0.3 kN/m².

5.1.3. Acciones accidentales

5.1.3.1. Acción sísmica

Según el Anejo 1 de la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02), Gernika tiene un PGA menor a 0.04g, por lo que no es necesario considerar esta acción.

5.2. Valores representativos de las acciones

Los valores representativos de las acciones variables y accidentales, según el apartado 3.3.2.3, representan la intensidad de una acción actuando simultáneamente con otra acción variable o accidental.

Para obtener el valor representativo, se multiplica el valor característico por un coeficiente de simultaneidad, que depende del tipo de cada tipo de combinación:

- / ψ_0 : valor de combinación cuando actúe simultáneamente con otra acción variable de intensidad extrema.
- / ψ_1 : valor frecuente, que es superado durante un 1% del tiempo de referencia.
- / ψ_2 : valor casi permanente, que es superado el 50% del tiempo de referencia.

Los valores de los coeficientes de simultaneidad se dan en la tabla 4.2 del CTE-DB-SE:

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría F)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría G)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría H)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

Figura 6 Coeficientes de simultaneidad Tabla 4.2 del CTE-DB-SE

En el caso de las estructuras que competen a este proyecto, se tomarán los valores de Categoría B. En el caso de la cubierta, se considera accesible únicamente para mantenimiento.

El valor representativo de las acciones permanentes coincide con el valor característico.

5.3. Valores de cálculo de las acciones

Los valores de cálculo de las acciones resultan de aplicar un coeficiente de combinación al valor representativo.

Los coeficientes de combinación de las acciones se obtienen de la tabla 4.1 del CTE-DB-SE:

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Figura 7 Coeficientes de combinación de acciones. Tabla 4.2 del CTE-DB-SE

En lo que respecta a las combinaciones de acciones para la verificación de los estados límite del terreno, los coeficientes se establecen en el documento CTE-DB-SE-C.

5.4. Combinación de las acciones

Las combinaciones de acciones dependen del estado límite a verificar (último o de servicio).

5.4.1. Estado Límite Último

Se consideran 3 tipos:

/ Situación persistente o transitoria:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

/ Situación accidental

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

/ Situación sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

5.4.2. Estado Límite de Servicio

Se consideran 3 tipos:

/ Situación característica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

/ Situación frecuente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

/ Situación cuasipermanente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

6. Software

Los softwares utilizados son los siguientes:

- / Edificio de subestación: Apéndice de cálculo 1, entregado por proveedor de elementos prefabricados.
- / Losa de cimentación: CYPECAD v2024.f.
- / Bastidor de transformador: Robot Structural Analysis 2024, Idea Statica y Hilti Profis.

Además, se han utilizado hojas de cálculo de elaboración propia en SMath Solver.

7. Características del terreno.

En el Anexo 5. Estudio Geológico y Geotécnico, se presenta el Estudio Geotécnico realizado para el presente proyecto.

El primer estrato del terreno se trata de una capa de rellenos heterogéneos que se recomienda retirar. El siguiente estrato es una capa relativamente profunda de arcillas de tipo blanda a muy blanda. La cimentación superficial directa sobre esta capa supondría asentamientos elevados, por lo que el estudio propone una mejora del terreno.

La mejora del terreno supone la sustitución de una capa de terreno actual por otra de mayor resistencia y rigidez (módulo de elasticidad de 2000 kp/cm²). Esta mejora se realiza siguiendo las recomendaciones de la ROM (Recomendaciones de Obras Marítimas).

El espesor de mejora propuesto es de 1.3 m (0.4 m en el caso del sondeo SP1) bajo la cota de cimentación, suponiendo que esta está en la cota +4.15 m, para obtener unos asientos máximos de 5 cm (con un coeficiente de seguridad de 1.3) para una presión de 0.62 kp/cm²

Nivel	Z _{final} (m)	E (kg/cm ²)	Coef. Poisson
I	0,40	2000	0,30
II	1,20	36	0,30
III	2,40	54	0,30
IV	3,60	100	0,30
V	6,80	225	0,30
VI	9,60	270	0,30
VII	11,00	532	0,30
VIII			
IX			
X			

Nivel	Z _{final} (m)	E (kg/cm ²)	Coef. Poisson
I	0,70	2000	0,30
II	1,30	2000	0,30
III	3,50	54	0,30
IV	5,70	100	0,30
V	7,70	180	0,30
VI	9,50	261	0,30
VII	10,70	448	0,30
VIII			
IX			
X			

Figura 8 Mejora del terreno propuesta por el Estudio Geotécnico

Durante la ejecución del proyecto, la cota de cimentación ha bajado respecto a la propuesta inicial a la cota de +3.90 m. Sin embargo, se va a considerar el mismo espesor de mejora del terreno, disminuyendo el espesor de la capa más blanda de terreno (36 – 54 kp/cm²) y por tanto quedando del lado de la seguridad.

Tras este mejoramiento del terreno, de la relación entre la presión máxima y el asiento generado, se obtiene que el módulo de balasto es de entre 0.165 – 0.172 kp/cm³.

8. Cálculo del bastidor de transformador

8.1. Modelo realizado

Se ha realizado un modelo 3D mediante el software Robot Structural Analysis, en el que se aplica el peso del transformador en 4 puntos del marco superior del bastidor.

Además, se aplica el peso propio de los perfiles.

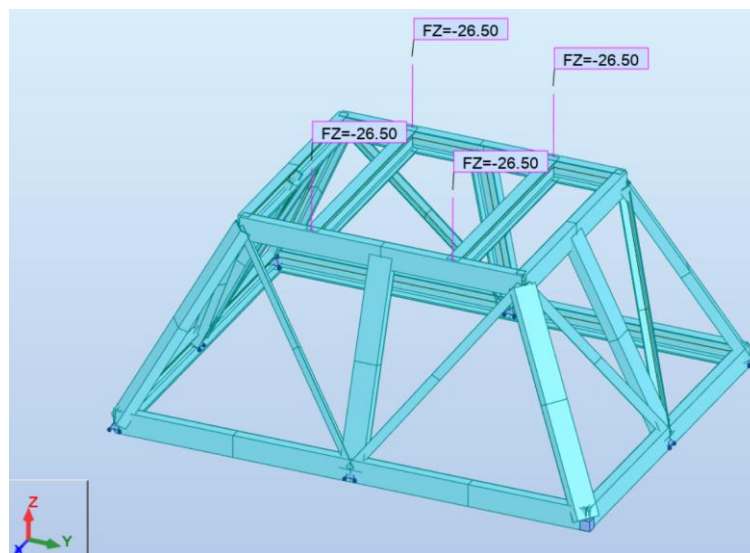


Figura 9 Dimensiones de un bastidor tipo para equipo de transformación

Los apoyos se han modelado como simples, soportando únicamente cargas verticales, ya que la estructura es un sistema autoportante.

Por tanto, las bases de anclaje se diseñan para anclar frente a vibraciones, no para cargas permanentes.

La combinación de acciones para ELU utilizada es:

“1.35 Peso Propio + 1.5 Transformador”

/ “1.35 Peso Propio + 1.5 Peso Transformador”

El listado de nodos es el siguiente:

Nudo	X (m)	Y (m)	Z (m)	Apoyo
1	0	0	0	Vertical
2	0	1.25	0	Vertical
3	0	2.5	0	Vertical
4	1.9	0	0	Vertical
5	1.9	1.25	0	Vertical
6	1.9	2.5	0	Empotrado
7	0.35	0.5	1	
8	0.35	2	1	
9	1.55	0.5	1	
10	1.55	2	1	
11	0.35	1.25	1	
12	1.55	1.25	1	
13	0.95	2.5	0	Vertical
14	0.95	2	1	
15	0.95	0	0	Vertical
16	0.95	0.5	1	
19	1.9	0.63	0	
20	1.9	1.88	0	
28	0.18	1.25	0.5	
29	1.73	1.25	0.5	
30	0.18	0.25	0.5	
31	1.73	0.25	0.5	
32	1.73	2.25	0.5	
33	0.18	2.25	0.5	
34	0.95	2.25	0.5	
35	0.95	0.25	0.5	
36	0.18	1.63	0.5	
37	0.18	0.88	0.5	
38	0.65	0.25	0.5	
39	1.25	0.25	0.5	
40	1.73	0.88	0.5	
41	1.73	1.63	0.5	
42	1.25	2.25	0.5	
43	0.65	2.25	0.5	
44	0.35	1.63	1	
45	1.55	1.63	1	
46	0.35	0.88	1	
47	1.55	0.88	1	

Tabla 6 Bastidor de transformador. Lista de Nodos

El listado de barras es el siguiente:

Barra	Nudos	Nudo 2	Sección	Material	Ang (Deg)
26	4	19	UPN120	S 235	0
27	19	5	UPN120	S 235	0
28	5	20	UPN120	S 235	0
29	20	6	UPN120	S 235	0
30	6	13	UPN120	S 235	0
31	13	3	UPN120	S 235	0
32	3	2	UPN120	S 235	0
33	2	1	UPN120	S 235	0
34	1	15	UPN120	S 235	0
35	15	4	UPN120	S 235	0
36	7	16	UPN120	S 235	0
37	16	9	UPN120	S 235	0
38	9	12	UPN120	S 235	0
39	12	10	UPN120	S 235	0
40	10	14	UPN120	S 235	0
41	14	8	UPN120	S 235	0
42	8	11	UPN120	S 235	0
43	11	7	UPN120	S 235	0
44	2	28	UPN120	S 235	270
45	28	11	UPN120	S 235	270
46	5	29	UPN120	S 235	270
47	29	12	UPN120	S 235	270
48	1	30	UPN120	S 235	270
49	30	7	UPN120	S 235	270
50	4	31	UPN120	S 235	270
51	31	9	UPN120	S 235	270
52	6	32	UPN120	S 235	270
53	32	10	UPN120	S 235	270
54	3	33	UPN120	S 235	270
55	33	8	UPN120	S 235	270
56	13	34	UPN120	S 235	270
57	34	14	UPN120	S 235	270
58	15	35	UPN120	S 235	270
59	35	16	UPN120	S 235	270
60	2	36	CAE50x5	S 235	0
61	36	8	CAE50x5	S 235	0
62	2	37	CAE50x5	S 235	0
63	37	7	CAE50x5	S 235	0
64	7	38	CAE50x5	S 235	0
65	38	15	CAE50x5	S 235	0
66	15	39	CAE50x5	S 235	0
67	39	9	CAE50x5	S 235	0
68	9	40	CAE50x5	S 235	0
69	40	5	CAE50x5	S 235	0
70	5	41	CAE50x5	S 235	0

71	41	10	CAE50x5	S 235	0
72	10	42	CAE50x5	S 235	0
73	42	13	CAE50x5	S 235	0
74	13	43	CAE50x5	S 235	0
75	43	8	CAE50x5	S 235	0
76	44	45	IPE120	S 235	0
77	46	47	IPE120	S 235	0

Tabla 7 Bastidor de transformador. Lista de Barras

8.2. Verificación de los perfiles

La verificación de las barras se realiza mediante el propio Robot Structural Analysis, en base a la formulación el Eurocódigo 2.

En la siguientes figura y tabla se muestran los valores de la ratio Demanda / Capacidad para los perfiles:

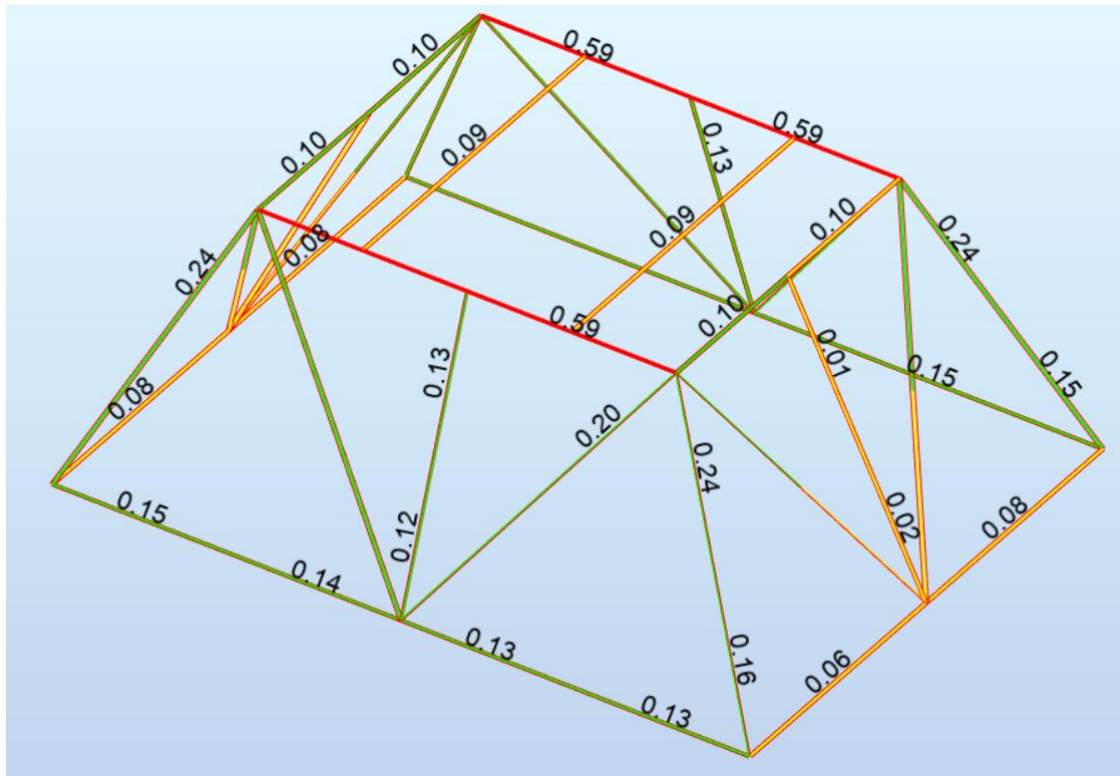


Figura 10 Bastidor de transformador. D/C ratio de los perfiles.

Barra	Tipo de perfil	Material	Lay	Laz	Ratio D/C
26	UPN120	S 235	13.46	39.13	0.15
27	UPN120	S 235	13.46	39.13	0.14
28	UPN120	S 235	13.46	39.13	0.13
29	UPN120	S 235	13.46	39.13	0.13
30	UPN120	S 235	20.45	59.48	0.06
31	UPN120	S 235	20.45	59.48	0.08

32	UPN120	S 235	26.91	78.26	0.15
33	UPN120	S 235	26.91	78.26	0.15
34	UPN120	S 235	20.45	59.48	0.08
35	UPN120	S 235	20.45	59.48	0.08
36	UPN120	S 235	12.92	37.56	0.1
37	UPN120	S 235	12.92	37.56	0.1
38	UPN120	S 235	16.15	46.96	0.59
39	UPN120	S 235	16.15	46.96	0.59
40	UPN120	S 235	12.92	37.56	0.1
41	UPN120	S 235	12.92	37.56	0.1
42	UPN120	S 235	16.15	46.96	0.59
43	UPN120	S 235	16.15	46.96	0.59
44	UPN120	S 235	11.41	33.17	0.12
45	UPN120	S 235	11.41	33.17	0.13
46	UPN120	S 235	11.41	33.17	0.12
47	UPN120	S 235	11.41	33.17	0.13
48	UPN120	S 235	12.61	36.67	0.15
49	UPN120	S 235	12.61	36.67	0.24
50	UPN120	S 235	12.61	36.67	0.15
51	UPN120	S 235	12.61	36.67	0.24
52	UPN120	S 235	12.61	36.67	0.16
53	UPN120	S 235	12.61	36.67	0.24
54	UPN120	S 235	12.61	36.67	0.15
55	UPN120	S 235	12.61	36.67	0.24
56	UPN120	S 235	12.04	35	0.02
57	UPN120	S 235	12.04	35	0.01
58	UPN120	S 235	12.04	35	0.02
59	UPN120	S 235	12.04	35	0.01
60	CAE50x5	S 235	42.96	42.96	0.2
61	CAE50x5	S 235	42.96	42.96	0.2
62	CAE50x5	S 235	42.96	42.96	0.2
63	CAE50x5	S 235	42.96	42.96	0.2
64	CAE50x5	S 235	42	42	0.1
65	CAE50x5	S 235	42	42	0.07
66	CAE50x5	S 235	42	42	0.07
67	CAE50x5	S 235	42	42	0.1
68	CAE50x5	S 235	42.96	42.96	0.2
69	CAE50x5	S 235	42.96	42.96	0.2
70	CAE50x5	S 235	42.96	42.96	0.2
71	CAE50x5	S 235	42.96	42.96	0.2
72	CAE50x5	S 235	42	42	0.1
73	CAE50x5	S 235	42	42	0.07
74	CAE50x5	S 235	42	42	0.07
75	CAE50x5	S 235	42	42	0.1
76	IPE120	S 235	24.47	82.92	0.09
77	IPE120	S 235	24.47	82.92	0.09

Tabla 8 Bastidor de transformador. Verificación de los perfiles. D/C ratio.

8.3. Base de anclaje

La verificación de la base de anclaje se realiza comprobando las tensiones transmitidas a la losa.

La reacción máxima vertical que se obtiene de la siguiente figura es de 36.5 kN. Considerando únicamente el apoyo de las UPN-120 (del lado de la seguridad), resulta que se transmite una carga a la losa de cimentación de 3.3 MPa, muy inferior a la resistencia a compresión del hormigón.

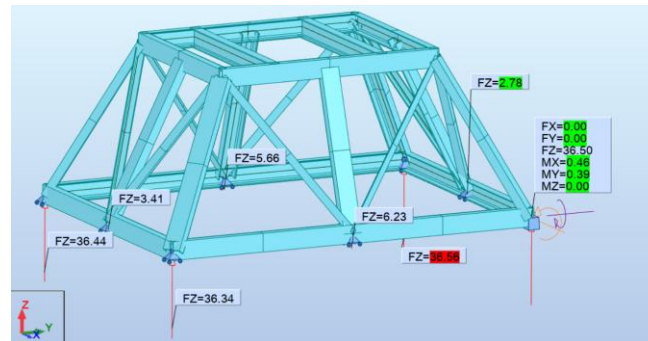


Figura 11 Reacciones del bastidor

Constructivamente, se ancla la base de soporte a la losa de cimentación mediante 4 pernos tipo HVZ M12 de Hilti o equivalente. El sistema de anclaje deberá contar con el set dinámico correspondiente para relleno del hueco entre el perno de anclaje y el agujero de la base de soporte.

Los agujeros de la base de soporte serán de 15 mm de diámetro para facilitar el montaje. Bajo la placa de anclaje se dispondrá de una capa de 1 cm de mortero de nivelación de retracción compensada.

La base de soporte resultante es la siguiente:

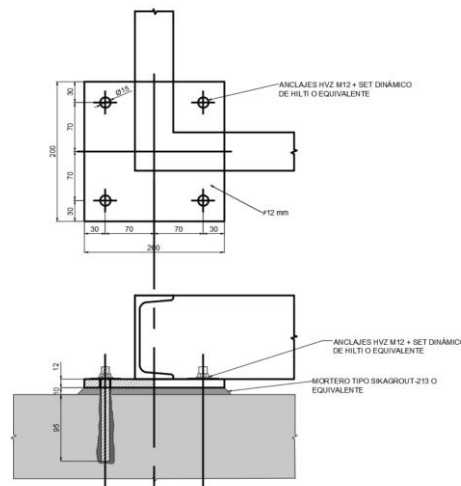


Figura 12 Base de soporte de bastidor. Cotas en mm

8.4. Uniones

Se han estudiado 2 uniones fundamentales, indicadas en la siguiente figura:

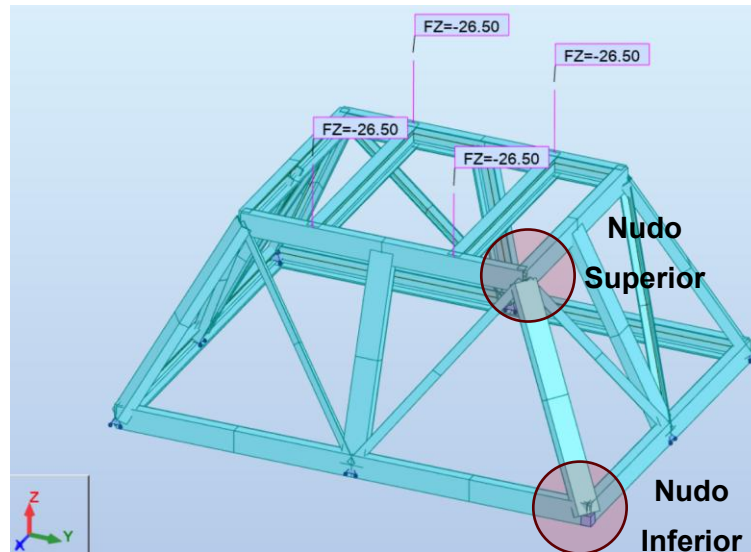


Figura 13 Nudos del bastidor

Se han modelado mediante el software IdeaStática.

8.4.1. Nudo inferior

Se ha realizado el modelo del nudo inferior del bastidor:

- / La carga considerada, obtenida del modelo de Robot es de 43 kN bajando como axil por el perfil inclinado.
- / Todas las soldaduras son a tope, exceptuando las de los UPN con la base de soporte, que se realizan en ángulo con una garganta mínima de 4 mm.

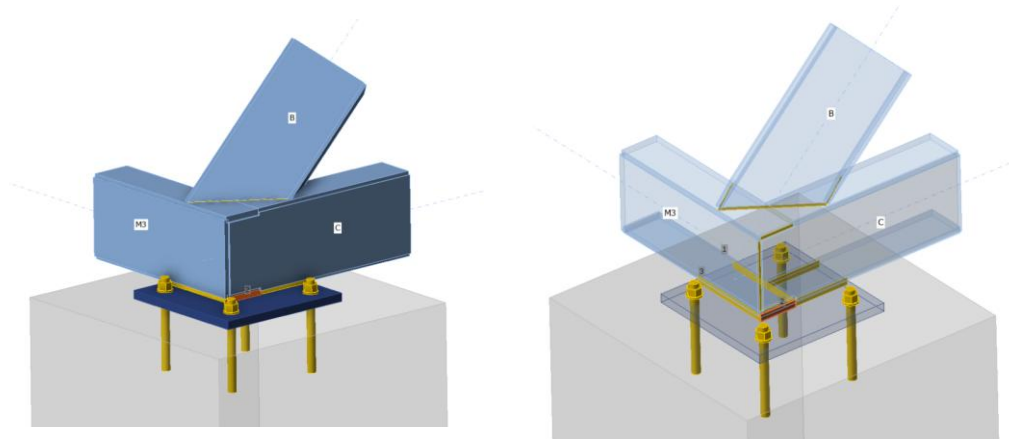


Figura 14 Nudo inferior del bastidor

En las siguientes figuras se muestran las tensiones de las chapas metálicas.

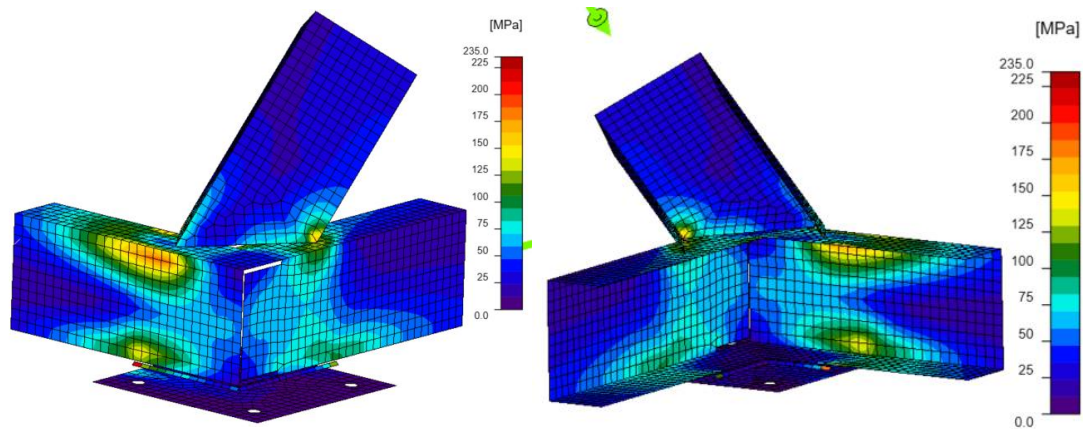


Figura 15 Tensiones en el nudo inferior

8.4.2. Nudo superior

Se ha realizado el modelo del nudo inferior del bastidor:

- / La carga considerada, obtenida del modelo de Robot es de 43 kN bajando como axil por el perfil inclinado.
- / Todas las soldaduras son a tope.

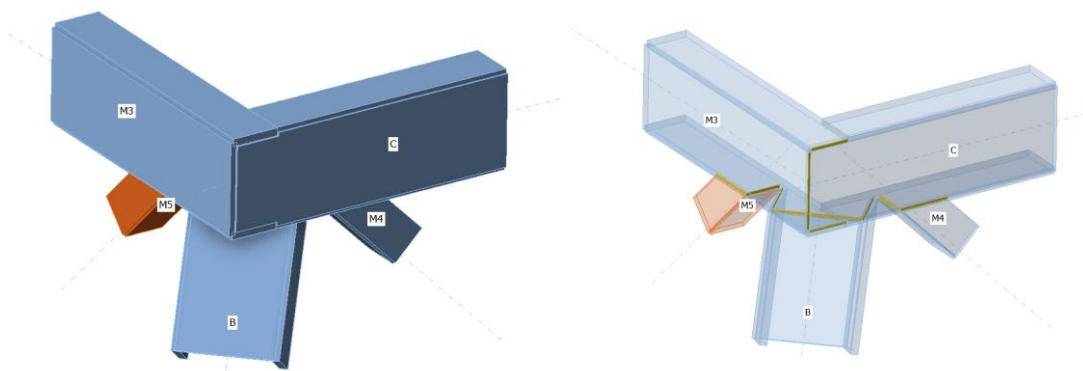


Figura 16 Modelo del nudo superior

En las siguientes figuras se muestran las tensiones de las chapas metálicas. Se alcanza el límite elástico, pero no se supera el límite del 5 % de plastificación, por lo que considera válido el resultado.

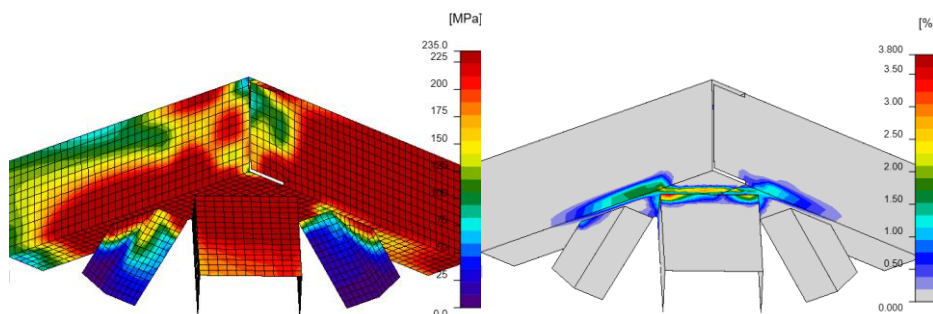


Figura 17 Tensiones y % de plastificación

9. Cálculo del edificio de subestación

9.1. Introducción

Para el cálculo del edificio de la subestación e identificar los esfuerzos transmitidos a la losa, se ha realizado un modelo mediante el software Cypecad. En dicho modelo se incluyen las cargas descritas y se obtienen los esfuerzos en cada elemento.

La estrategia de comprobación de los distintos elementos se ha llevado a cabo de la siguiente forma:

- / Losa alveolar, vigas prefabricadas y columnas prefabricadas. La comprobación de estos elementos se realiza de forma independiente al modelo realizado, mediante hojas de cálculo exprofeso.
- / Losa de cimentación. Las comprobaciones se hacen mediante Cypecad.
- / Murete perimetral. Se realiza un cálculo separado mediante hoja de cálculo.

9.2. Modelo realizado

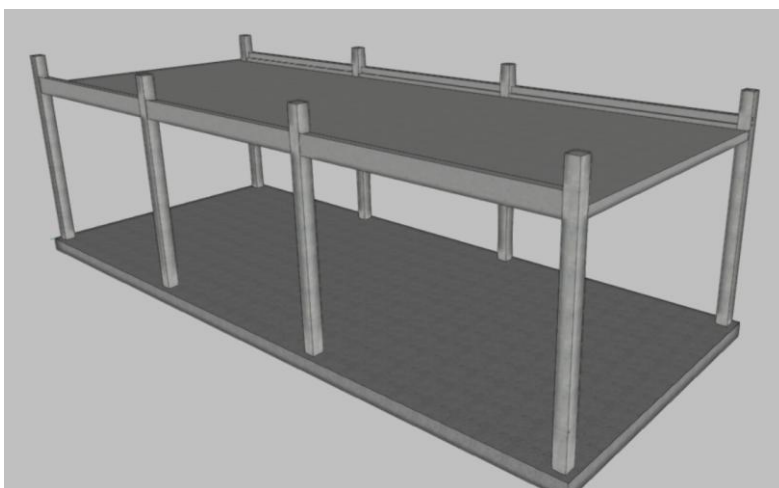


Figura 18 Vista 3D del modelo

9.2.1. Geometría

Se diferencian 4 niveles arquitectónicos:

- / Cimentación
- / Forjado 1, que es la cota donde termina el muro perimetral.
- / Forjado 2, que es la cota donde se posicionan las vigas, la cubierta.
- / Forjado 3, que es la cota donde terminan los paneles de la envolvente.

En planta se distribuyen los pilares como se muestra en la siguiente imagen, colocando el lado largo en el eje X y el lado corto en el Y.

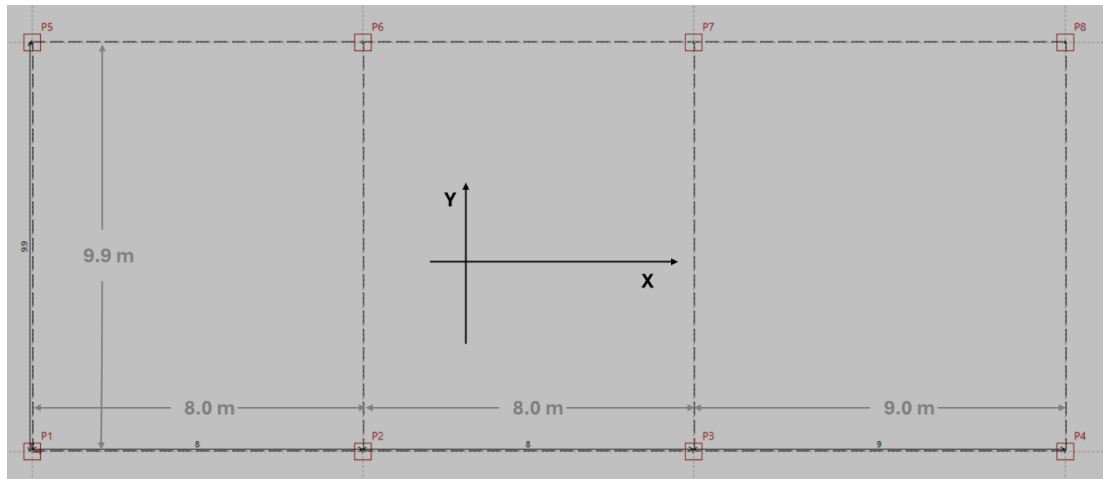


Figura 19 Planta del modelo

9.2.2. Cargas

9.2.2.1. Peso Propio

Los pesos propios se calculan automáticamente con el volumen de cada elemento y su densidad.

9.2.2.2. Cargas Muertas

Las cargas muertas desarrolladas en los apartados anteriores se han aplicado (en kN, kN/m y kN/m²) en las siguientes zonas:

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
Cimentación	Cargas muertas	Lineal	28.75	(-0.30,10.20) (25.30,10.20)
	Cargas muertas	Lineal	28.75	(25.30,10.20) (25.30,-0.30)
	Cargas muertas	Lineal	28.75	(25.30,-0.30) (-0.30,-0.30)
	Cargas muertas	Lineal	28.75	(-0.30,-0.30) (-0.30,10.20)
	Cargas muertas	Lineal	9.50	(2.45,-0.20) (2.45,4.45)
	Cargas muertas	Lineal	9.50	(5.20,-0.20) (5.20,4.45)
	Cargas muertas	Lineal	9.50	(7.95,0.20) (7.95,4.45)
	Cargas muertas	Lineal	9.50	(10.70,-0.20) (10.70,4.25)
	Cargas muertas	Lineal	9.50	(10.70,4.35) (25.20,4.35)
	Cargas muertas	Lineal	9.50	(21.32,-0.20) (21.32,4.25)
	Cargas muertas	Lineal	9.50	(21.40,2.38) (25.20,2.38)
	Cargas muertas	Lineal	9.50	(18.67,-0.20) (18.67,4.24)
	Cargas muertas	Lineal	9.50	(16.02,0.20) (16.02,4.25)
	Cargas muertas	Lineal	9.50	(13.35,-0.20) (13.35,4.25)
	Cargas muertas	Superficial	1.25	(-0.20,3.64) (10.29,3.64) (10.29,-0.20) (24.99,-0.20) (25.19,-0.20) (25.20,10.10) (-0.20,10.10) (-0.20,3.65)
	Cargas muertas	Superficial	1.25	(4.75,3.65) (4.75,1.15) (5.64,1.14) (5.64,3.64)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
	Cargas muertas	Superficial	1.25	(2.25,3.64) (2.25,1.14) (2.85,1.15) (2.85,3.65)
	Cargas muertas	Superficial	1.25	(7.54,1.14) (8.39,1.14) (8.39,3.64) (7.54,3.64)
	Cargas muertas	Superficial	1.25	(10.29,-0.20) (10.29,1.14) (-0.20,1.14) (-0.20,-0.20)
	Cargas muertas	Superficial	1.25	(-0.20,3.64) (0.35,3.64) (0.35,1.14) (-0.20,1.14)
Forjado 2	Cargas muertas	Superficial	2.00	(24.80,9.90) (16.20,9.90) (16.20,9.70) (15.80,9.70) (15.80,9.90) (8.20,9.90) (8.20,9.70) (7.80,9.70) (7.80,9.90) (0.20,9.90) (0.20,9.70) (-0.20,9.70) (-0.20,0.20) (0.20,0.20) (0.20,0.00) (7.80,0.00) (7.80,0.20) (8.20,0.20) (8.20,0.00) (15.80,0.00) (15.80,0.20) (16.20,0.20) (16.20,0.00) (24.80,0.00) (24.80,0.20) (25.20,0.20) (25.20,9.70) (24.80,9.70)

Tabla 9. Cargas muertas aplicadas

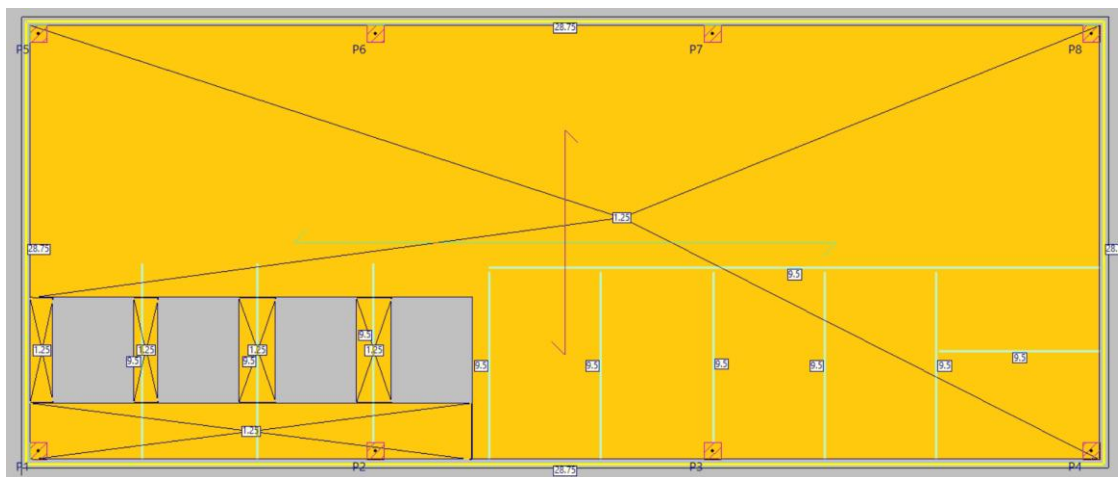


Figura 20 Cargas muertas en la cimentación

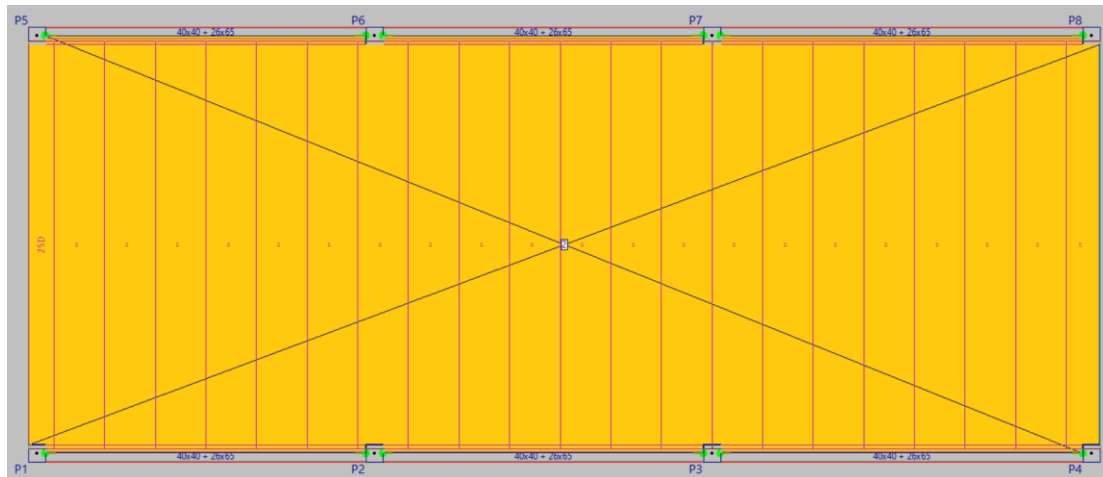


Figura 21 Cargas muertas en cubierta (forjado 2)

9.2.2.3. Sobrecarga

Las sobrecargas desarrolladas en los apartados anteriores se han aplicado (en kN, kN/m y kN/m²) en las siguientes zonas:

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
Cimentación	Sobrecarga de uso	Puntual	36.50	(2.25,1.14)
	Sobrecarga de uso	Puntual	36.50	(2.25,3.64)
	Sobrecarga de uso	Puntual	36.50	(0.35,3.64)
	Sobrecarga de uso	Puntual	36.50	(0.35,1.14)
	Sobrecarga de uso	Puntual	36.50	(2.85,1.15)
	Sobrecarga de uso	Puntual	36.50	(4.75,1.15)
	Sobrecarga de uso	Puntual	36.50	(4.75,3.65)
	Sobrecarga de uso	Puntual	36.50	(2.85,3.65)
	Sobrecarga de uso	Puntual	36.50	(5.64,1.14)
	Sobrecarga de uso	Puntual	36.50	(7.54,1.14)
	Sobrecarga de uso	Puntual	36.50	(7.54,3.64)
	Sobrecarga de uso	Puntual	36.50	(5.64,3.64)
	Sobrecarga de uso	Puntual	36.50	(8.39,1.14)
	Sobrecarga de uso	Puntual	36.50	(10.29,1.14)
	Sobrecarga de uso	Puntual	36.50	(10.29,3.64)
	Sobrecarga de uso	Puntual	36.50	(8.39,3.64)
	Sobrecarga de uso	Puntual	6.00	(0.35,2.39)
	Sobrecarga de uso	Puntual	6.00	(2.25,2.39)
	Sobrecarga de uso	Puntual	6.00	(2.85,2.40)
	Sobrecarga de uso	Puntual	6.00	(4.75,2.40)
	Sobrecarga de uso	Puntual	6.00	(5.64,2.39)
	Sobrecarga de uso	Puntual	6.00	(7.54,2.39)
	Sobrecarga de uso	Puntual	6.00	(8.39,2.39)
	Sobrecarga de uso	Puntual	6.00	(10.29,2.39)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
	Sobrecarga de uso	Puntual	3.00	(1.30,1.14)
	Sobrecarga de uso	Puntual	3.00	(1.30,3.64)
	Sobrecarga de uso	Puntual	3.00	(3.80,1.15)
	Sobrecarga de uso	Puntual	3.00	(3.80,3.65)
	Sobrecarga de uso	Puntual	3.00	(6.59,1.14)
	Sobrecarga de uso	Puntual	3.00	(6.59,3.64)
	Sobrecarga de uso	Puntual	3.00	(9.34,1.15)
	Sobrecarga de uso	Puntual	3.00	(9.34,3.64)
	Sobrecarga de uso	Superficial	20.00	(-0.20,10.10) (-0.20,3.64) (10.29,3.64) (10.29,-0.20) (25.19,-0.20) (25.20,10.10)
	Sobrecarga de uso	Superficial	20.00	(-0.20,-0.18) (10.29,-0.20) (10.29,1.14) (-0.20,1.14)
	Sobrecarga de uso	Superficial	20.00	(-0.20,1.14) (0.35,1.14) (0.35,3.64) (-0.20,3.64)
	Sobrecarga de uso	Superficial	20.00	(2.25,3.64) (2.25,1.14) (2.85,1.15) (2.85,3.65)
	Sobrecarga de uso	Superficial	20.00	(4.75,3.65) (4.75,1.15) (5.64,1.14) (5.64,3.64)
	Sobrecarga de uso	Superficial	20.00	(7.54,3.64) (7.54,1.14) (8.39,1.14) (8.39,3.64)
Forjado 2	Sobrecarga de uso	Superficial	1.00	(24.80,9.90) (16.20,9.90) (16.20,9.70) (15.80,9.70) (15.80,9.90) (8.20,9.90) (8.20,9.70) (7.80,9.70) (7.80,9.90) (0.20,9.90) (0.20,9.70) (-0.20,9.70) (-0.20,0.20) (0.20,0.20) (0.20,0.00) (7.80,0.00) (7.80,0.20) (8.20,0.20) (8.20,0.00) (15.80,0.00) (15.80,0.20) (16.20,0.20) (16.20,0.00) (24.80,0.00) (24.80,0.20) (25.20,0.20) (25.20,9.70) (24.80,9.70)

Tabla 10. Sobrecargas aplicadas

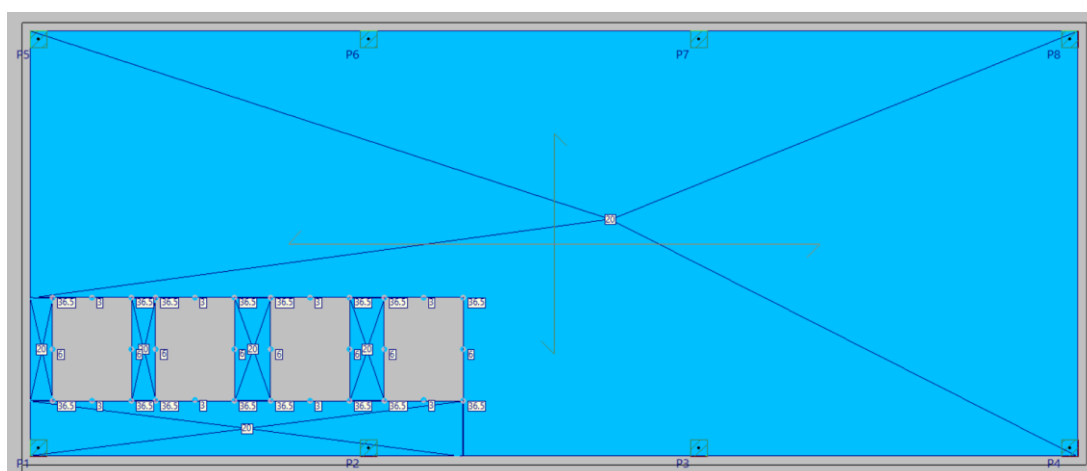


Figura 22 Sobrecargas en la cimentación

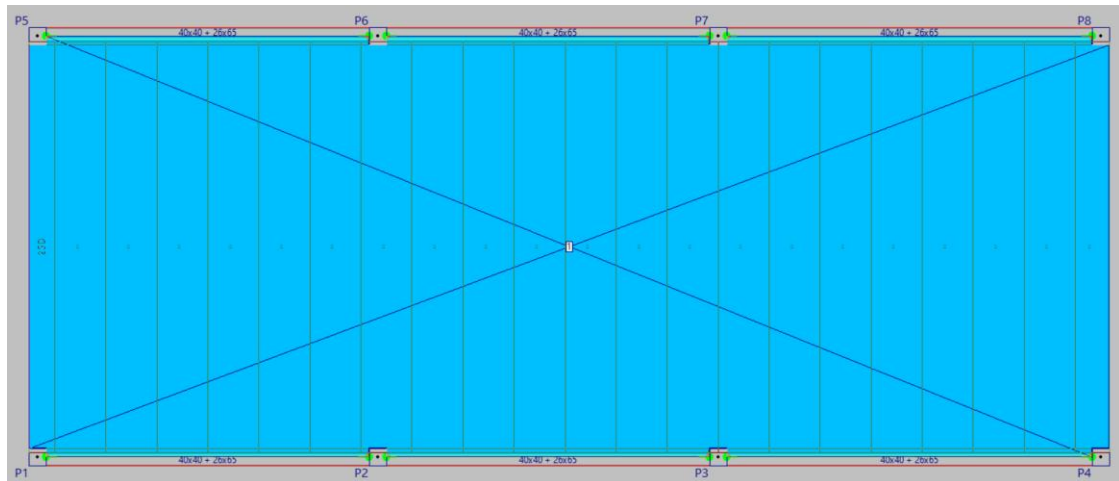


Figura 23 Sobrecargas en cubierta (forjado 2)

9.2.2.4. Viento

La acción del viento se ha calculado con las bases de partida definidas en el apartado 5.1.2.2.

Los coeficientes que intervienen en la formulación, por dirección son los siguientes:

q_b (kN/m ²)	Viento X			Viento Y		
	esbeltez	c_p (presión)	c_p (succión)	esbeltez	c_p (presión)	c_p (succión)
0.520	0.27	0.70	-0.31	0.64	0.76	-0.40

Tabla 11. Coeficientes de presión

Presión estática			
Planta	C_e (Coef. exposición)	Viento X (kN/m ²)	Viento Y (kN/m ²)
Forjado 3	1.54	0.805	0.926
Forjado 2	1.42	0.745	0.857
Forjado 1	1.34	0.700	0.805

Tabla 12. Coeficiente de exposición y presión estática

Los anchos de banda por eje, son los siguientes:

Anchos de banda		
Plantas	Ancho de banda Y (m)	Ancho de banda X (m)
En todas las plantas	10.70	25.80

Tabla 13. Anchos de banda

Las cargas resultantes por planta son las siguientes:

Cargas de viento		
Planta	Viento X (kN)	Viento Y (kN)
Forjado 3	4.955	13.740
Forjado 2	26.304	72.932
Forjado 1	21.525	59.682

Tabla 14. Cargas de viento por planta

Conforme al artículo 3.3.2., apartado 2 del Documento Básico AE, se ha considerado que las fuerzas de viento por planta, en cada dirección del análisis, actúan con una excentricidad de $\pm 5\%$ de la dimensión máxima del edificio.

9.3. Cálculo de losa de cimentación

9.3.1. Descripción

La cimentación se resuelve mediante una losa de 70 cm de canto, en la que se encuentran embebidas vigas riostras (de 50 cm de ancho y 70 cm de canto) entre pilares, tal como se observa en la siguiente imagen:

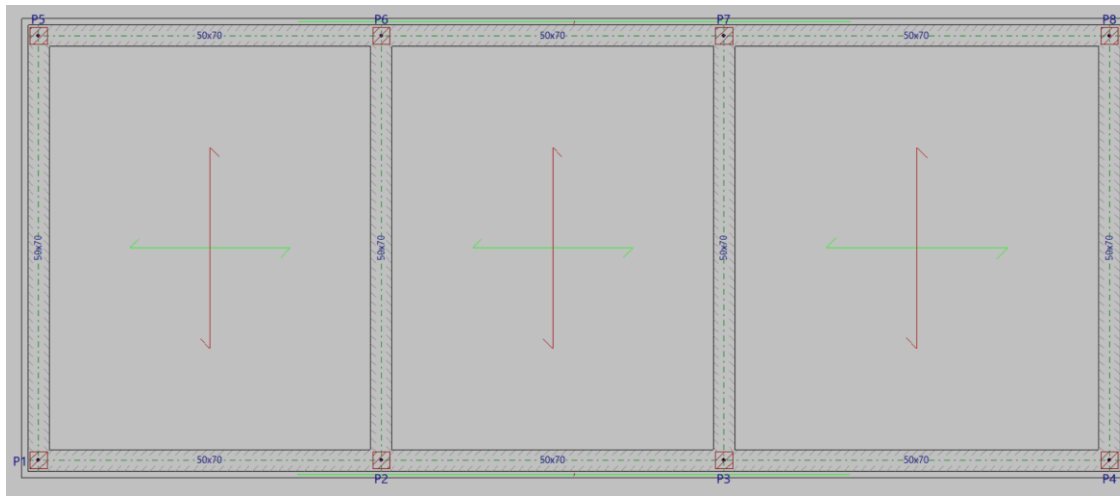


Figura 24 Losa de cimentación y vigas riostra embebidas

9.3.2. Combinación de acciones

9.3.2.1. ELU Rotura de hormigón en cimentaciones

Com b.	PP	CM	Qa (B)	Qa (G1)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)
1	1.00 0	1.00 0										
2	1.60 0	1.60 0										
3	1.00 0	1.00 0	1.600									
4	1.60 0	1.60 0	1.600									
5	1.00 0	1.00 0			1.600							
6	1.60 0	1.60 0			1.600							
7	1.00 0	1.00 0	1.120		1.600							
8	1.60 0	1.60 0	1.120		1.600							
9	1.00 0	1.00 0	1.600		0.960							
10	1.60 0	1.60 0	1.600		0.960							
11	1.00 0	1.00 0				1.600						
12	1.60 0	1.60 0				1.600						

Com b.	PP	CM	Qa (B)	Qa (G1)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)
13	1.00 0	1.00 0	1.120			1.600						
14	1.60 0	1.60 0	1.120			1.600						
15	1.00 0	1.00 0	1.600			0.960						
16	1.60 0	1.60 0	1.600			0.960						
17	1.00 0	1.00 0					1.600					
18	1.60 0	1.60 0					1.600					
19	1.00 0	1.00 0	1.120				1.600					
20	1.60 0	1.60 0	1.120				1.600					
21	1.00 0	1.00 0	1.600				0.960					
22	1.60 0	1.60 0	1.600				0.960					
23	1.00 0	1.00 0						1.600				
24	1.60 0	1.60 0						1.600				
25	1.00 0	1.00 0	1.120					1.600				
26	1.60 0	1.60 0	1.120					1.600				
27	1.00 0	1.00 0	1.600					0.960				
28	1.60 0	1.60 0	1.600					0.960				
29	1.00 0	1.00 0							1.600			
30	1.60 0	1.60 0							1.600			
31	1.00 0	1.00 0	1.120						1.600			
32	1.60 0	1.60 0	1.120						1.600			
33	1.00 0	1.00 0	1.600						0.960			
34	1.60 0	1.60 0	1.600						0.960			
35	1.00 0	1.00 0								1.600		
36	1.60 0	1.60 0								1.600		
37	1.00 0	1.00 0	1.120							1.600		
38	1.60 0	1.60 0	1.120							1.600		
39	1.00 0	1.00 0	1.600							0.960		
40	1.60 0	1.60 0	1.600							0.960		
41	1.00 0	1.00 0									1.600	
42	1.60 0	1.60 0									1.600	
43	1.00 0	1.00 0	1.120								1.600	
44	1.60 0	1.60 0	1.120								1.600	
45	1.00 0	1.00 0	1.600								0.960	

Com b.	PP	CM	Qa (B)	Qa (G1)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)
46	1.60 0	1.60 0	1.600								0.960	
47	1.00 0	1.00 0										1.600
48	1.60 0	1.60 0										1.600
49	1.00 0	1.00 0	1.120									1.600
50	1.60 0	1.60 0	1.120									1.600
51	1.00 0	1.00 0	1.600									0.960
52	1.60 0	1.60 0	1.600									0.960
53	1.00 0	1.00 0		1.600								
54	1.60 0	1.60 0		1.600								

Tabla 15 Losa de cimentación. Combinaciones de ELU de hormigón

9.3.2.2. Tensiones y desplazamientos de la cimentación

Com b.	PP	CM	Qa (B)	Qa (G1)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)
1	1.00 0	1.00 0										
2	1.00 0	1.00 0	1.000									
3	1.00 0	1.00 0			1.000							
4	1.00 0	1.00 0	1.000		1.000							
5	1.00 0	1.00 0				1.000						
6	1.00 0	1.00 0	1.000			1.000						
7	1.00 0	1.00 0					1.000					
8	1.00 0	1.00 0	1.000				1.000					
9	1.00 0	1.00 0						1.000				
10	1.00 0	1.00 0	1.000					1.000				
11	1.00 0	1.00 0							1.000			
12	1.00 0	1.00 0	1.000						1.000			
13	1.00 0	1.00 0								1.000		
14	1.00 0	1.00 0	1.000							1.000		
15	1.00 0	1.00 0									1.000	
16	1.00 0	1.00 0	1.000								1.000	
17	1.00 0	1.00 0										1.000
18	1.00 0	1.00 0	1.000									1.000
19	1.00 0	1.00 0		1.000								
20	1.00 0	1.00 0		1.000	1.000							

Com b.	PP	CM	Qa (B)	Qa (G1)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)
21	1.00 0	1.00 0		1.000		1.000						
22	1.00 0	1.00 0		1.000			1.000					
23	1.00 0	1.00 0		1.000				1.000				
24	1.00 0	1.00 0		1.000					1.000			
25	1.00 0	1.00 0		1.000						1.000		
26	1.00 0	1.00 0		1.000							1.000	
27	1.00 0	1.00 0		1.000								1.000

Tabla 16 Losa de cimentación. Combinaciones de Tensiones y desplazamientos de cimentación

9.3.3. Comprobación de vigas de cimentación

Vigas	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (CÓDIGO ESTRUCTURAL)														Estado
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _{st}	T _{sl}	TNM _x	TV _x	TV _y	TV _{xst}	TV _{yst}	T _{Disp.sl}	T _{Disp.st}	
P1 - P2	Cumple	Cumple	'7.600 m' η = 54.5	'3.175 m' η = 62.3	'0.000 m' η = 7.6	'0.000 m' η = 20.2	'0.000 m' η = 22.9	'7.600 m' η = 43.6	N.P. ⁽¹⁾	'0.000 m' η = 17.8	N.P. ⁽¹⁾	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	CUMPLE
P2 - P3	Cumple	Cumple	'0.000 m' η = 69.5	'P2' η = 57.7	'0.050 m' η = 5.0	'0.050 m' η = 13.4	'0.050 m' η = 15.2	'7.600 m' η = 50.4	N.P. ⁽¹⁾	'0.000 m' η = 18.8	N.P. ⁽¹⁾	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	CUMPLE
P3 - P4	Cumple	Cumple	'0.000 m' η = 71.3	'3.550 m' η = 68.8	'8.600 m' η = 7.4	'8.600 m' η = 19.7	'8.600 m' η = 22.4	'0.000 m' η = 43.0	N.P. ⁽¹⁾	'0.000 m' η = 19.5	N.P. ⁽¹⁾	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	CUMPLE
P5 - P6	Cumple	Cumple	'7.600 m' η = 66.6	'3.175 m' η = 62.3	'0.000 m' η = 6.7	'0.000 m' η = 18.0	'0.000 m' η = 20.4	'7.600 m' η = 38.7	N.P. ⁽¹⁾	'7.600 m' η = 18.1	N.P. ⁽¹⁾	'7.600 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	CUMPLE
P6 - P7	Cumple	Cumple	'7.600 m' η = 72.2	'7.175 m' η = 60.4	'7.550 m' η = 5.0	'7.550 m' η = 13.5	'7.550 m' η = 15.3	'7.600 m' η = 52.6	N.P. ⁽¹⁾	'7.600 m' η = 19.2	N.P. ⁽¹⁾	'7.600 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	CUMPLE
P7 - P8	Cumple	Cumple	'0.000 m' η = 57.9	'3.800 m' η = 68.8	'8.600 m' η = 8.3	'8.600 m' η = 22.2	'8.600 m' η = 25.2	'0.000 m' η = 62.3	N.P. ⁽¹⁾	'8.600 m' η = 19.5	N.P. ⁽¹⁾	'8.600 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	CUMPLE
P1 - P5	Cumple	Cumple	'8.875 m' η = 78.7	'4.000 m' η = 75.2	'9.500 m' η = 5.1	'9.500 m' η = 9.8	'9.500 m' η = 15.4	'9.450 m' η = 58.1	N.P. ⁽²⁾	'9.500 m' η = 9.1	N.P. ⁽²⁾	'9.500 m' Cumple	'9.450 m' Cumple	'9.450 m' Cumple	CUMPLE η = 78.7
P2 - P6	Cumple	Cumple	'0.000 m' η = 77.7	'4.625 m' η = 70.9	'9.450 m' η = 4.1	'0.000 m' η = 8.4	'9.450 m' η = 12.4	'9.450 m' η = 67.1	N.P. ⁽¹⁾	'9.500 m' η = 20.3	N.P. ⁽¹⁾	'9.500 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	CUMPLE η = 77.7
P3 - P7	Cumple	Cumple	'0.000 m' η = 82.5	'4.875 m' η = 69.7	'0.000 m' η = 4.6	'0.050 m' η = 11.7	'0.050 m' η = 13.8	'0.000 m' η = 69.3	N.P. ⁽¹⁾	'0.000 m' η = 20.9	N.P. ⁽¹⁾	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	CUMPLE
P4 - P8	Cumple	Cumple	'8.875 m' η = 84.9	'5.000 m' η = 74.1	'0.000 m' η = 5.6	'0.000 m' η = 14.4	'0.000 m' η = 17.0	'0.000 m' η = 60.7	N.P. ⁽¹⁾	'0.000 m' η = 9.9	N.P. ⁽¹⁾	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	CUMPLE η = 84.9
Notación: Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras Arm.: Armadura mínima y máxima Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. T_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. T_{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. TNM_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. TV_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua TV_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua TV_{xst}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. TV_{yst}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. T_{Disp.sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. T_{Disp.st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽²⁾ La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.															

Tabla 17 Losa de cimentación. Resumen de comprobaciones de Resistencia en vigas de cimentación

Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (CÓDIGO ESTRUCTURAL)						Estado
	W _{k,C,sup.}	W _{k,C,lat.Der.}	W _{k,C,inf.}	W _{k,C,lat.Izq.}	σ _{sr}	V _{fis}	
P1 - P2	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P2 - P3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE

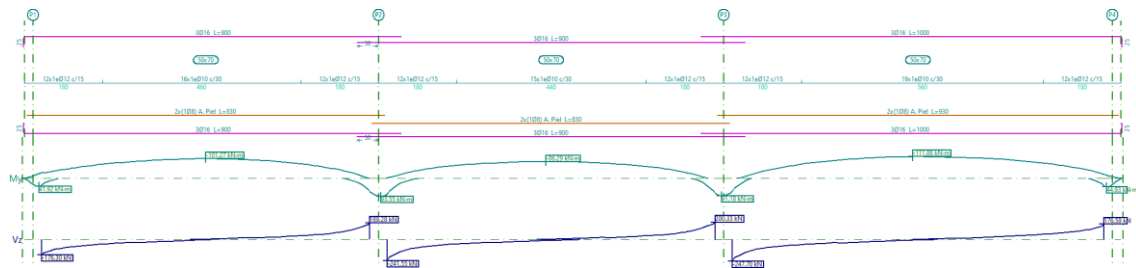
Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (CÓDIGO ESTRUCTURAL)						Estado
	$W_{k,C,sup.}$	$W_{k,C,Lat.Der.}$	$W_{k,C,inf.}$	$W_{k,C,Lat.Izq.}$	σ_{sr}	V_{fis}	
P3 - P4	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P5 - P6	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P6 - P7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P7 - P8	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P1 - P5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P2 - P6	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P3 - P7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P4 - P8	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE

Notación:
 $W_{k,C,sup.}$: Cálculo del ancho de fisura: Cara superior
 $W_{k,C,Lat.Der.}$: Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral derecha
 $W_{k,C,inf.}$: Cálculo del ancho de fisura: Cara inferior
 $W_{k,C,Lat.Izq.}$: Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral izquierda
 σ_{sr} : Área mínima de armadura
 V_{fis} : Fisuración debida a tensiones tangenciales de cortante
 x : Distancia al origen de la barra
 η : Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Tabla 18 Losa de cimentación. Resumen de comprobaciones de Fisuración en vigas de cimentación

9.3.3.1. Pórtico 1 (P1-P2-P3-P4)

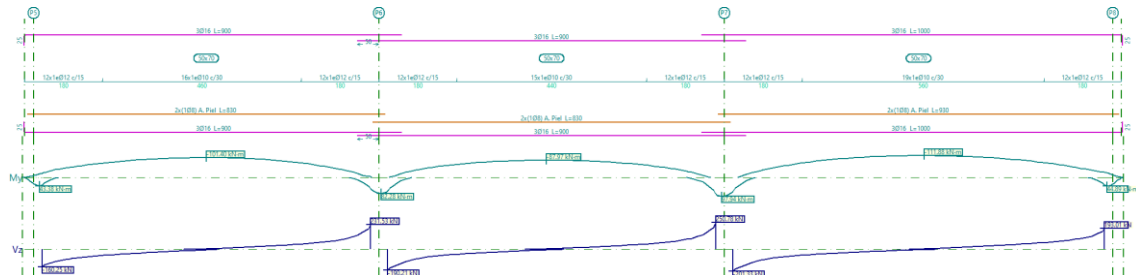


Pórtico 1		Tramo: P1-P2			Tramo: P2-P3			Tramo: P3-P4		
Sección		50x70			50x70			50x70		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	-90.77	-101.27	-91.20	-78.45	-86.29	-76.06	-100.23	-111.86	-104.02
	x [m]	2.43	3.80	5.18	2.43	3.68	5.18	2.80	4.18	5.80
Momento máx.	[kN·m]	35.60	--	68.19	81.21	--	77.21	66.58	--	39.73
	x [m]	0.00	--	7.60	0.00	--	7.60	0.00	--	8.60
Cortante mín.	[kN]	-176.30	-28.25	--	-241.55	-33.70	--	-247.70	-29.91	--
	x [m]	0.00	2.55	--	0.00	2.55	--	0.00	2.93	--
Cortante máx.	[kN]	--	24.80	189.28	--	26.67	200.33	--	21.91	176.59
	x [m]	--	4.93	7.60	--	5.05	7.60	--	5.68	8.60
Torsor mín.	[kN]	-25.97	-2.10	-8.15	-16.69	-2.26	-9.37	-18.45	-1.93	-8.99
	x [m]	0.00	2.55	7.55	0.00	2.55	7.55	0.00	2.93	8.55
Torsor máx.	[kN]	18.02	--	15.82	17.22	--	15.54	14.57	--	25.37
	x [m]	0.05	--	7.60	0.05	--	7.60	0.05	--	8.60
Área Sup.	[cm ²]	Real 6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
		Nec. 4.72	4.71	4.72	4.72	4.71	4.72	4.72	4.71	4.72
Área Inf.	[cm ²]	Real 6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
		Nec. 4.72	4.71	4.72	4.72	4.71	4.72	4.72	4.71	4.72

Pórtico 1			Tramo: P1-P2			Tramo: P2-P3			Tramo: P3-P4		
Sección			50x70			50x70			50x70		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Área Transv.	[cm ² /m]	Nec.	4.72	0.00	4.72	4.72	0.00	4.72	4.72	0.00	4.72
		Real	15.08	5.24	15.08	15.08	5.24	15.08	15.08	5.24	15.08
		Nec.	10.70	4.38	10.07	12.50	4.38	10.52	12.91	4.38	10.64

Tabla 19 Losa de cimentación. Esfuerzos y armado en Pórtico 1

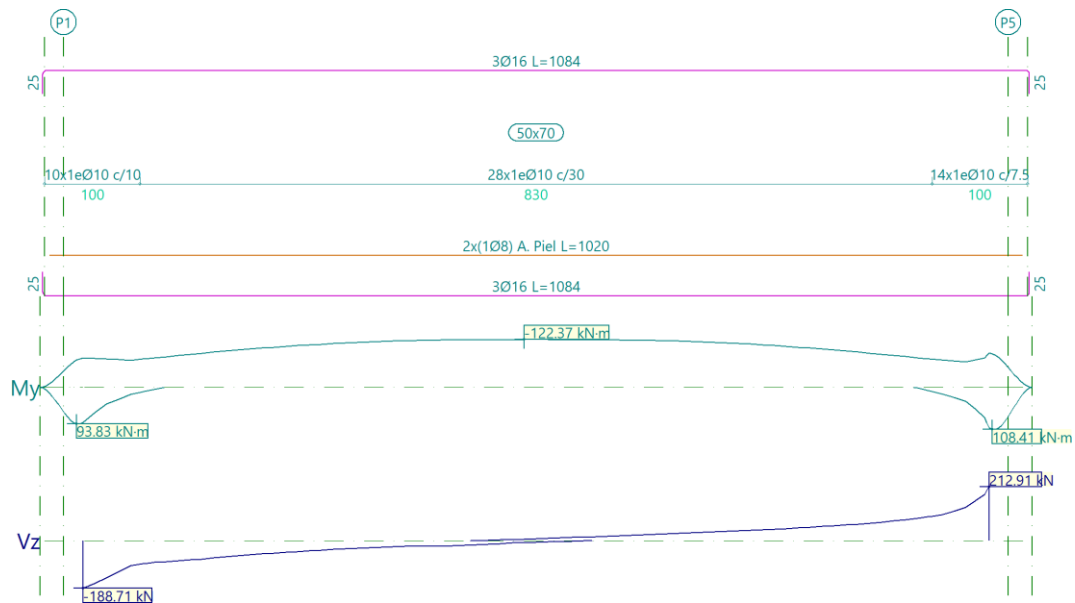
9.3.3.2. Pórtico 2 (P5-P6-P7-P8)



Pórtico 2			Tramo: P5-P6			Tramo: P6-P7			Tramo: P7-P8		
Sección			50x70			50x70			50x70		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		-92.95	-101.40	-92.48	-80.94	-87.97	-78.49	-101.17	-111.88	-103.49
	x [m]		2.43	3.80	5.18	2.43	3.68	5.18	2.80	4.43	5.80
Momento máx.	[kN·m]		38.88	--	58.81	70.28	--	85.90	71.69	--	38.03
	x [m]		0.00	--	7.60	0.00	--	7.60	0.00	--	8.60
Cortante mín.	[kN]		-160.25	-27.88	--	-190.21	-23.24	--	-201.33	-24.41	--
	x [m]		0.00	2.55	--	0.00	2.55	--	0.00	2.93	--
Cortante máx.	[kN]		--	27.80	231.53	--	28.22	250.78	--	27.41	193.01
	x [m]		--	5.05	7.60	--	5.05	7.60	--	5.68	8.60
Torsor mín.	[kN]		-9.28	--	-16.84	-9.33	-2.09	-16.09	-7.46	-2.19	-28.52
	x [m]		0.00	--	7.60	0.00	5.05	7.60	0.00	5.68	8.60
Torsor máx.	[kN]		23.12	2.14	15.51	16.34	--	17.33	17.27	--	17.84
	x [m]		0.00	2.55	7.55	0.00	--	7.55	0.00	--	8.60
Área Sup.	[cm ²]	Real	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
		Nec.	4.72	4.71	4.72	4.72	4.71	4.72	4.72	4.71	4.72
Área Inf.	[cm ²]	Real	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
		Nec.	4.72	0.00	4.72	4.72	0.00	4.72	4.72	0.00	4.72
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	15.08	5.24	15.08	15.08	5.24	15.08	15.08	5.24	15.08
		Nec.	9.66	4.38	12.02	10.17	4.38	12.92	10.76	4.38	11.72

Tabla 20 Losa de cimentación. Esfuerzos y armado en Pórtico 2

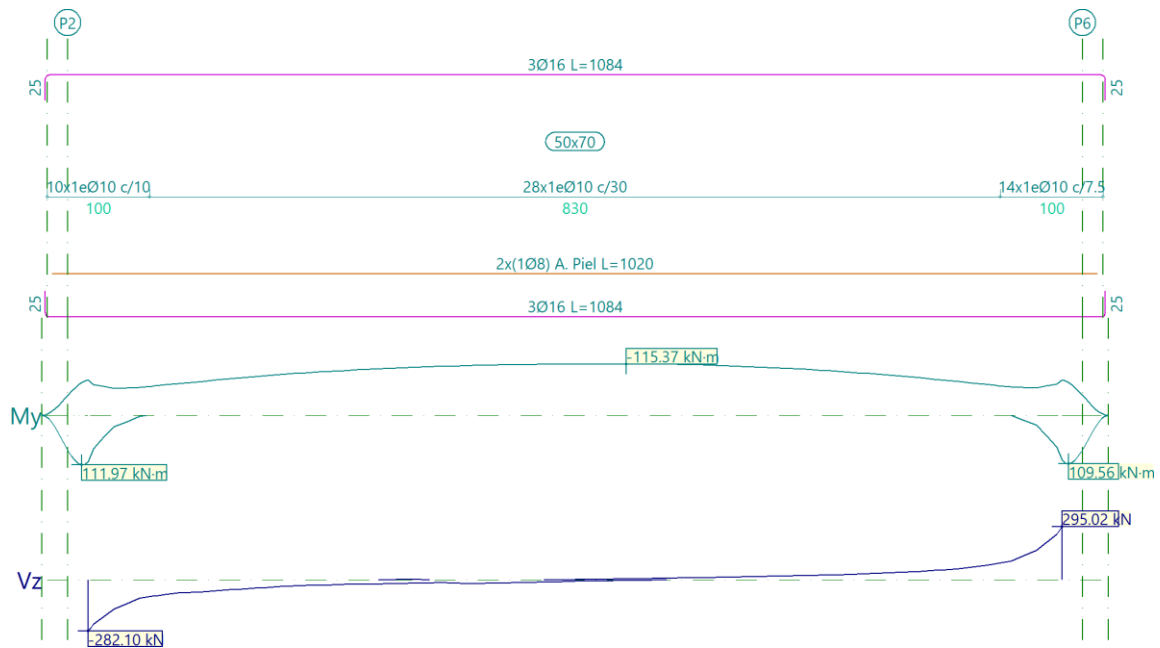
9.3.3.3. Pórtico 3 (P1-P5)



Pórtico 3			Tramo: P1-P5		
Sección			50x70		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		-117.47	-122.37	-117.56
x	[m]		3.13	4.63	6.38
Momento máx.	[kN·m]		89.89	--	104.02
x	[m]		0.00	--	9.50
Cortante mín.	[kN]		-188.71	-23.35	--
x	[m]		0.00	3.25	--
Cortante máx.	[kN]		--	28.87	212.91
x	[m]		--	6.25	9.50
Torsor mín.	[kN]		--	--	-17.43
x	[m]		--	--	9.50
Torsor máx.	[kN]		5.76	--	6.90
x	[m]		0.00	--	9.45
Área Sup.	[cm²]	Real	6.03	6.03	6.03
		Nec.	4.71	4.71	4.71
Área Inf.	[cm²]	Real	6.03	6.03	6.03
		Nec.	4.71	0.00	4.71
Área Transv.	[cm²/m]	Real	15.71	5.24	20.94
		Nec.	8.16	4.38	11.25

Tabla 21 Losa de cimentación. Esfuerzos y armado en Pórtico 3

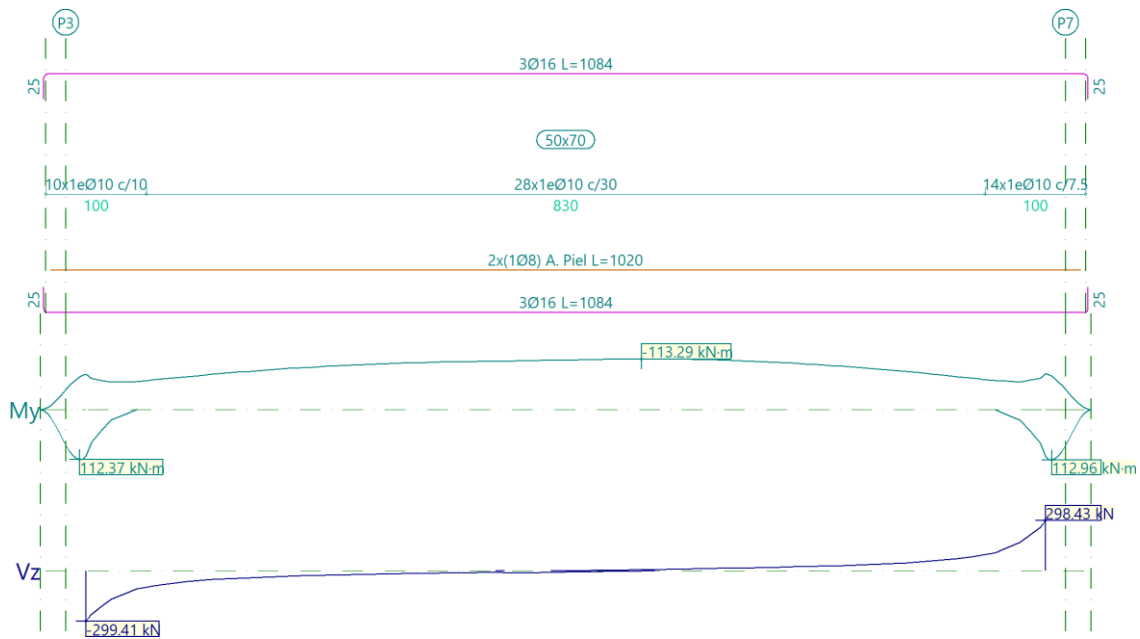
9.3.3.4. Pórtico 4 (P2-P6)



Pórtico 4			Tramo: P2-P6		
Sección			50x70		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		-107.63	-115.37	-110.52
x	[m]		3.13	5.25	6.38
Momento máx.	[kN·m]		104.43	--	101.23
x	[m]		0.00	--	9.50
Cortante mín.	[kN]		-282.10	-18.93	--
x	[m]		0.00	3.75	--
Cortante máx.	[kN]		3.39	16.25	295.02
x	[m]		3.00	6.25	9.50
Torsor mín.	[kN]		-2.82	--	-2.06
x	[m]		0.05	--	9.45
Torsor máx.	[kN]		11.20	--	14.03
x	[m]		0.00	--	9.45
Área Sup.	[cm²]	Real	6.03	6.03	6.03
		Nec.	4.71	4.71	4.71
Área Inf.	[cm²]	Real	6.03	6.03	6.03
		Nec.	4.71	0.00	4.71
Área Transv.	[cm²/m]	Real	15.71	5.24	20.94
		Nec.	13.52	4.38	14.41

Tabla 22 Losa de cimentación. Esfuerzos y armado en Pórtico 4

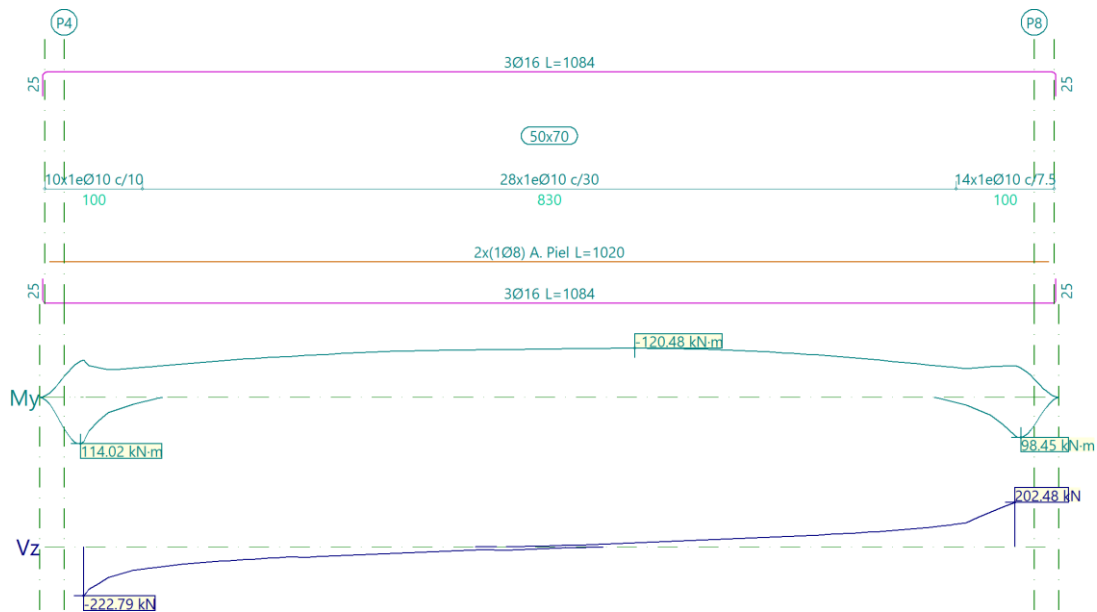
9.3.3.5. Pórtico 5 (P3-P7)



Pórtico 5			Tramo: P3-P7		
Sección			50x70		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		-104.24	-113.29	-110.33
x	[m]		3.13	5.50	6.38
Momento máx.	[kN·m]		103.99	--	104.66
x	[m]		0.00	--	9.50
Cortante mín.	[kN]		-299.41	-15.13	--
x	[m]		0.00	3.25	--
Cortante máx.	[kN]		--	14.84	298.43
x	[m]		--	6.25	9.50
Torsor mín.	[kN]		-1.94	--	-3.26
x	[m]		0.05	--	9.45
Torsor máx.	[kN]		15.66	--	10.38
x	[m]		0.05	--	9.50
Área Sup.	[cm²]	Real	6.03	6.03	6.03
		Nec.	4.71	4.71	4.71
Área Inf.	[cm²]	Real	6.03	6.03	6.03
		Nec.	4.71	0.00	4.71
Área Transv.	[cm²/m]	Real	15.71	5.24	20.94
		Nec.	14.79	4.38	14.13

Tabla 23 Losa de cimentación. Esfuerzos y armado en Pórtico 5

9.3.3.6. Pórtico 6 (P4-P8)



Pórtico 6		Tramo: P4-P8		
Sección		50x70		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	-112.87	-120.48	-117.78
x	[m]	3.13	5.63	6.38
Momento máx.	[kN·m]	109.44	--	94.09
x	[m]	0.00	--	9.50
Cortante mín.	[kN]	-222.79	-26.65	--
x	[m]	0.00	3.25	--
Cortante máx.	[kN]	--	30.16	202.48
x	[m]	--	6.25	9.50
Torsor mín.	[kN]	-19.29	--	--
x	[m]	0.00	--	--
Torsor máx.	[kN]	6.19	--	6.57
x	[m]	0.05	--	9.50
Área Sup.	[cm²]	Real	6.03	6.03
		Nec.	4.71	4.71
Área Inf.	[cm²]	Real	6.03	6.03
		Nec.	4.88	4.71
Área Transv.	[cm²/m]	Real	15.71	5.24
		Nec.	11.90	8.76

Tabla 24 Losa de cimentación. Esfuerzos y armado en Pórtico 6

9.3.4. Armado de losa de cimentación

El armado de la losa de cimentación se realiza mediante el método Wood-Armer, a partir de los esfuerzos flectores y cortantes extremos de esta. Los mapas de dichos esfuerzos máximos y las cuantías necesarias se muestran en las siguientes figuras:

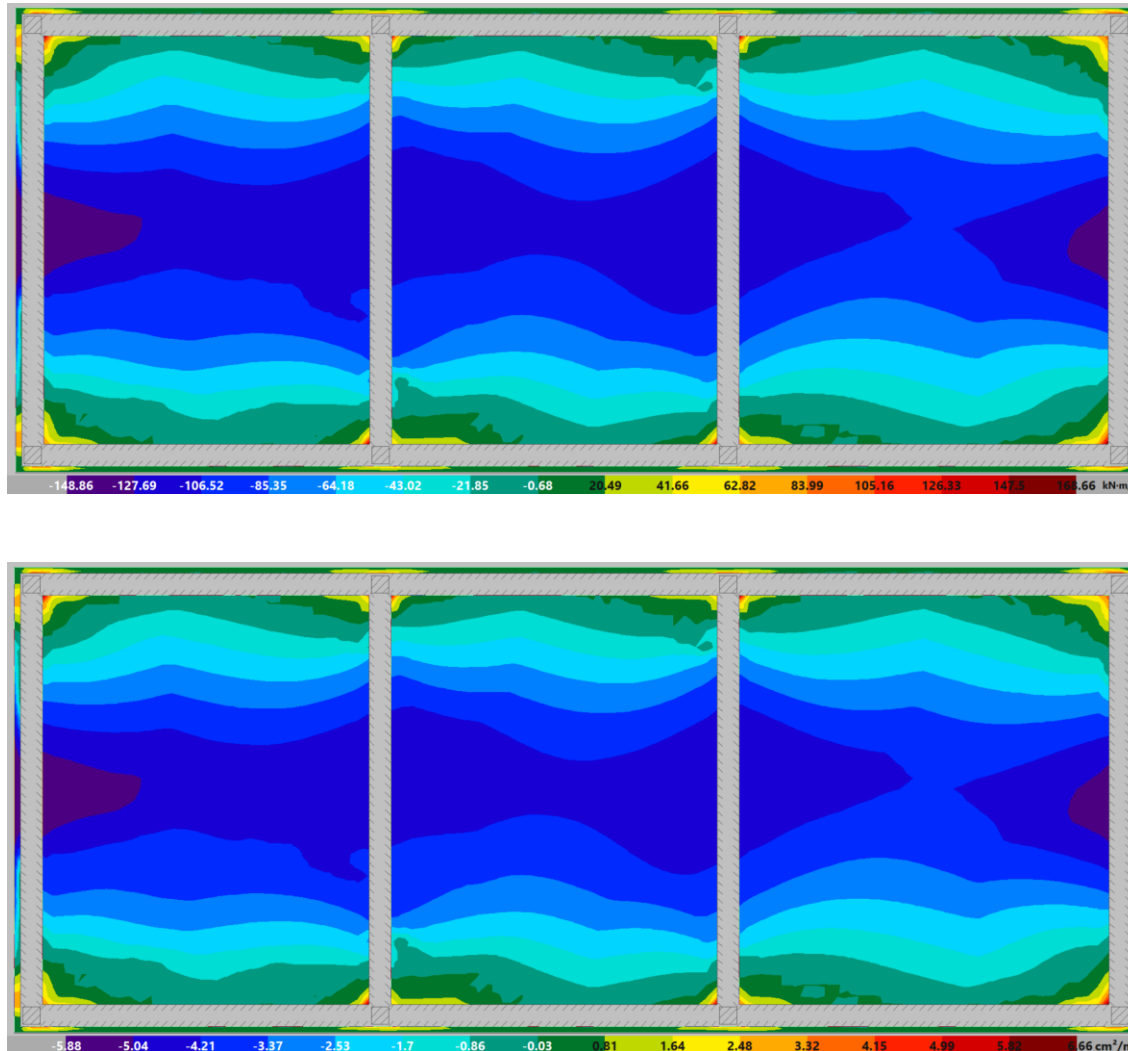


Figura 25 Losa de cimentación. Momento X y cuantía necesaria. Inferior

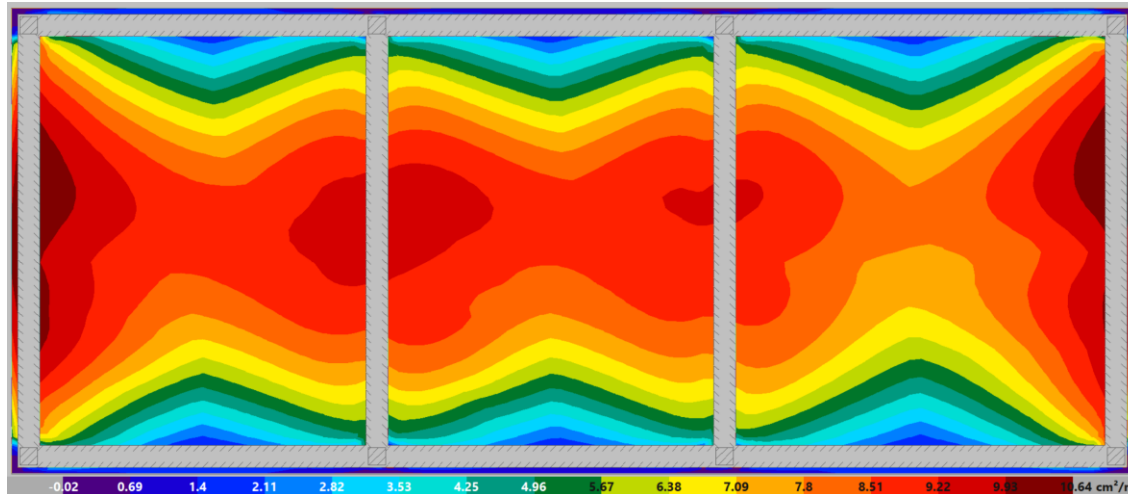
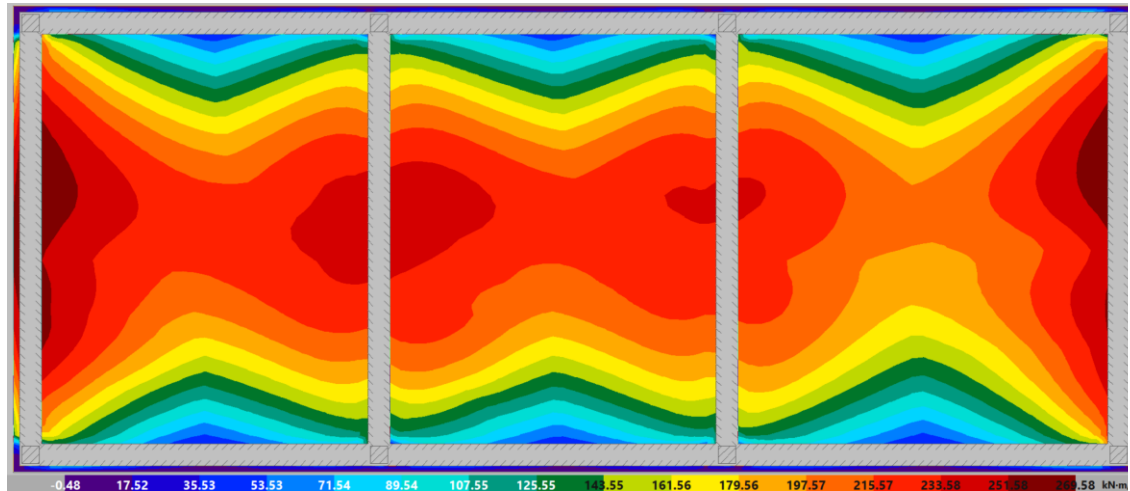
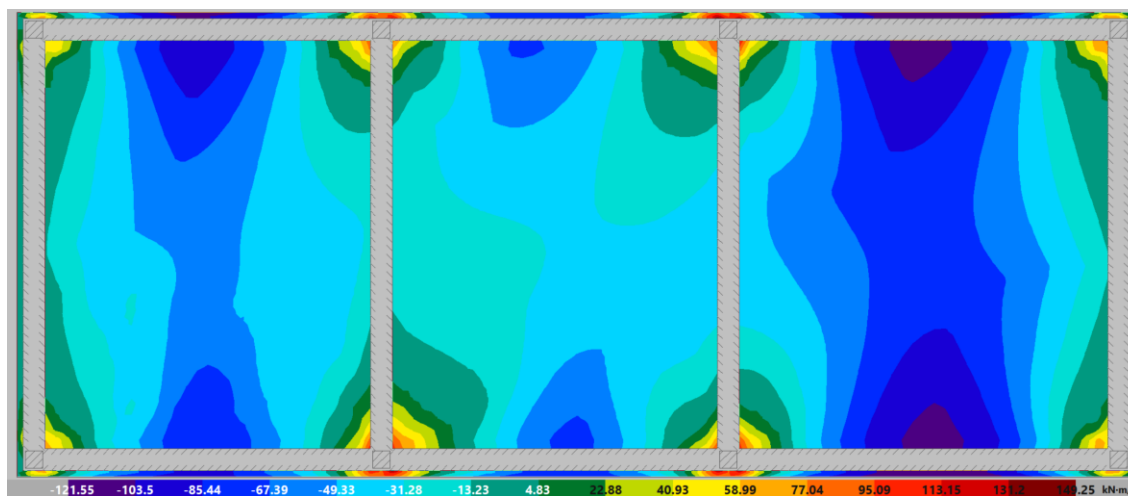


Figura 26 Losa de cimentación. Momento X y cuantía necesaria. Superior



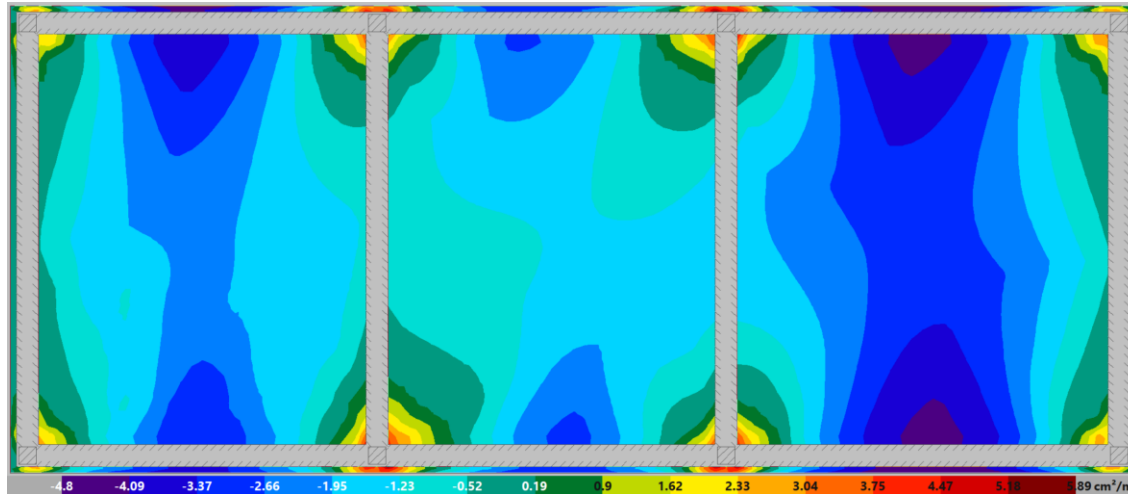


Figura 27 Losa de cimentación. Momento Y y cuantía necesaria. Inferior

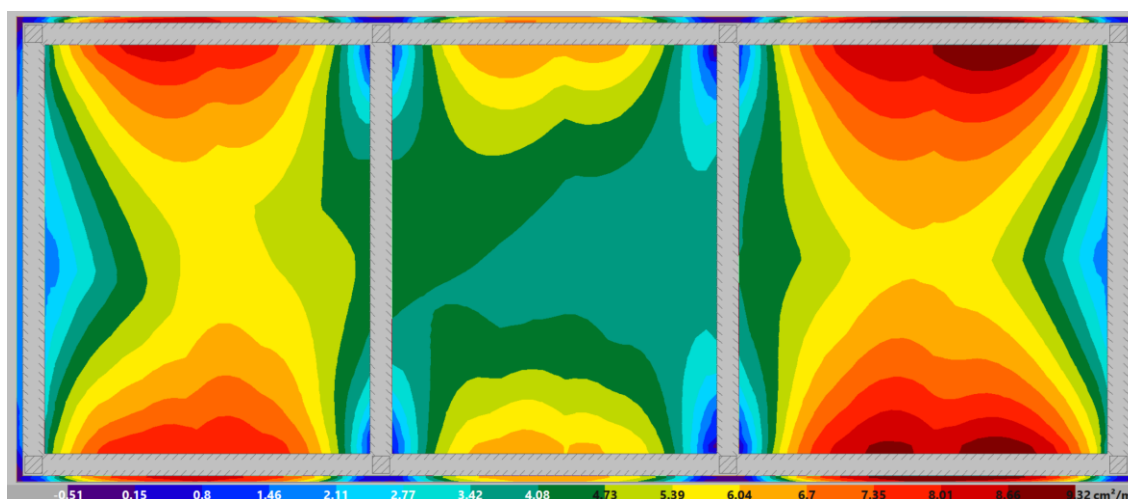
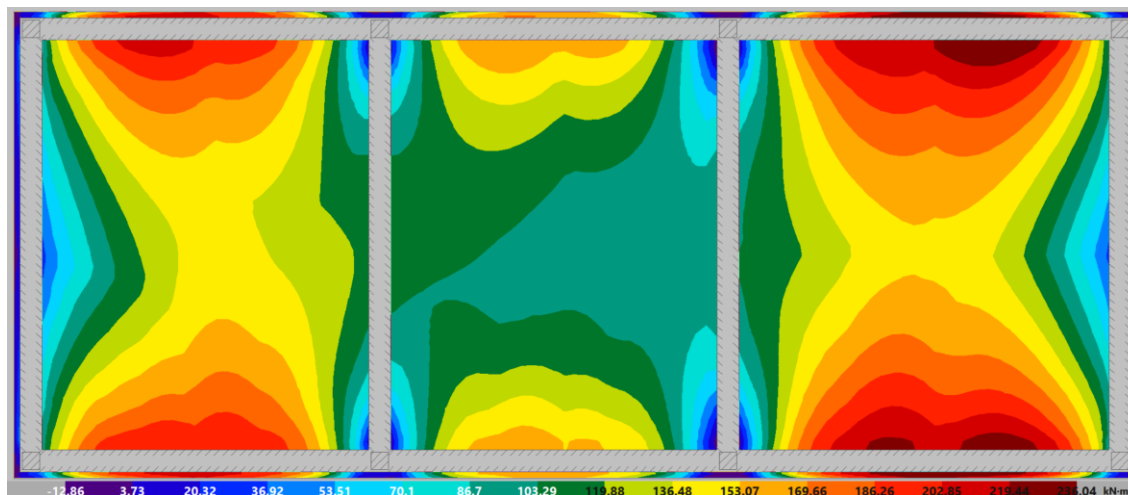


Figura 28 Losa de cimentación. Momento Y y cuantía necesaria. Superior

9.3.5. Comprobación de punzonamiento

9.3.5.1. Pilar 1

Perímetro del soporte: 800 mm

Dimensiones del soporte: 40x40 cm

Perímetro crítico: 3240 mm

Canto útil de la losa: 65 cm

Tipo	Comprobación	Resultado	Estado
Perímetro del soporte	Zona adyacente al soporte o carga (Situaciones persistentes)	$1.50 \text{ MPa} \leq 4.24 \text{ MPa}$	Cumple
Perímetro crítico	Zona sin armadura de punzonamiento (Situaciones persistentes)	$0.28 \text{ MPa} \leq 0.37 \text{ MPa}$	Cumple

Tabla 25 Losa de cimentación. Comprobación de punzonamiento en losa de cimentación. Pilar 1

9.3.5.2. Pilar 2

Perímetro del soporte: 1200 mm

Dimensiones del soporte: 40x40 cm

Perímetro crítico: 5680 mm

Canto útil de la losa: 65 cm

Tipo	Comprobación	Resultado	Estado
Perímetro del soporte	Zona adyacente al soporte o carga (Situaciones persistentes)	$1.39 \text{ MPa} \leq 4.24 \text{ MPa}$	Cumple
Perímetro crítico	Zona sin armadura de punzonamiento (Situaciones persistentes)	$0.22 \text{ MPa} \leq 0.37 \text{ MPa}$	Cumple

Tabla 26 Losa de cimentación. Comprobación de punzonamiento en losa de cimentación. Pilar 2

9.3.5.3. Pilar 3

Perímetro del soporte: 1200 mm

Dimensiones del soporte: 40x40 cm

Perímetro crítico: 5680 mm

Canto útil de la losa: 65 cm

Tipo	Comprobación	Resultado	Estado
Perímetro del soporte	Zona adyacente al soporte o carga (Situaciones persistentes)	$1.47 \text{ MPa} \leq 4.24 \text{ MPa}$	Cumple
Perímetro crítico	Zona sin armadura de punzonamiento (Situaciones persistentes)	$0.24 \text{ MPa} \leq 0.37 \text{ MPa}$	Cumple

Tabla 27 Losa de cimentación. Comprobación de punzonamiento en losa de cimentación. Pilar 3

9.3.5.4. Pilar 4

Perímetro del soporte: 800 mm

Dimensiones del soporte: 40x40 cm

Perímetro crítico: 3240 mm

Canto útil de la losa: 65 cm

Tipo	Comprobación	Resultado	Estado
Perímetro del soporte	Zona adyacente al soporte o carga (Situaciones persistentes)	$1.65 \text{ MPa} \leq 4.24 \text{ MPa}$	Cumple
Perímetro crítico	Zona sin armadura de punzonamiento (Situaciones persistentes)	$0.32 \text{ MPa} \leq 0.37 \text{ MPa}$	Cumple

Tabla 28 Losa de cimentación. Comprobación de punzonamiento en losa de cimentación. Pilar 4

9.3.5.5. Pilar 5

Perímetro del soporte: 800 mm

Dimensiones del soporte: 40x40 cm

Perímetro crítico: 3240 mm

Canto útil de la losa: 65 cm

Tipo	Comprobación	Resultado	Estado
Perímetro del soporte	Zona adyacente al soporte o carga (Situaciones persistentes)	$1.50 \text{ MPa} \leq 4.24 \text{ MPa}$	Cumple
Perímetro crítico	Zona sin armadura de punzonamiento (Situaciones persistentes)	$0.29 \text{ MPa} \leq 0.37 \text{ MPa}$	Cumple

Tabla 29 Losa de cimentación. Comprobación de punzonamiento en losa de cimentación. Pilar 5

9.3.5.6. Pilar 6

Perímetro del soporte: 1200 mm

Dimensiones del soporte: 40x40 cm

Perímetro crítico: 5680 mm

Canto útil de la losa: 65 cm

Tipo	Comprobación	Resultado	Estado
Perímetro del soporte	Zona adyacente al soporte o carga (Situaciones persistentes)	$1.40 \text{ MPa} \leq 4.24 \text{ MPa}$	Cumple
Perímetro crítico	Zona sin armadura de punzonamiento (Situaciones persistentes)	$0.23 \text{ MPa} \leq 0.37 \text{ MPa}$	Cumple

Tabla 30 Losa de cimentación. Comprobación de punzonamiento en losa de cimentación. Pilar 6

9.3.5.7. Pilar 7

Perímetro del soporte: 1200 mm

Dimensiones del soporte: 40x40 cm

Perímetro crítico: 5680 mm

Canto útil de la losa: 65 cm

Tipo	Comprobación	Resultado	Estado
Perímetro del soporte	Zona adyacente al soporte o carga (Situaciones persistentes)	$1.47 \text{ MPa} \leq 4.24 \text{ MPa}$	Cumple
Perímetro crítico	Zona sin armadura de punzonamiento (Situaciones persistentes)	$0.25 \text{ MPa} \leq 0.37 \text{ MPa}$	Cumple

Tabla 31 Losa de cimentación. Comprobación de punzonamiento en losa de cimentación. Pilar 7

9.3.5.8. Pilar 8

Perímetro del soporte: 800 mm

Dimensiones del soporte: 40x40 cm

Perímetro crítico: 3240 mm

Canto útil de la losa: 65 cm

Tipo	Comprobación	Resultado	Estado
Perímetro del soporte	Zona adyacente al soporte o carga (Situaciones persistentes)	$1.64 \text{ MPa} \leq 4.24 \text{ MPa}$	Cumple
Perímetro crítico	Zona sin armadura de punzonamiento (Situaciones persistentes)	$0.33 \text{ MPa} \leq 0.37 \text{ MPa}$	Cumple

Tabla 32 Losa de cimentación. Comprobación de punzonamiento en losa de cimentación. Pilar 8

9.3.6. Desplazamientos de la cimentación

Los desplazamientos de la losa de cimentación no alcanzan los 50 mm de límite establecidos en el Anejo 5. Estudio Geológico y Geotécnico. En la siguiente tabla se muestran los desplazamientos mínimos, máximos y el diferencial entre ambos, para cada caso extremo:

Coord. X (m)	Coord. Y (m)		Desp. Z (mm)	Giro X (rad·1000)	Giro Y (rad·1000)
-0.399	-0.3	Máx.	-25.7225	1.2465	-0.7708
		Mín.	-42.2013	0.468	-0.8926
		Dif.	16.4789	0.7785	0.1218
12.25	2.95	Máx.	-18.4002	0.1794	0.0085
		Mín.	-31.7074	-0.3252	-0.0432
		Dif.	13.3073	0.5045	0.0517
-0.25	-0.4	Máx.	-25.6481	1.2465	-0.7708
		Mín.	-42.1976	0.468	-0.8926
		Dif.	16.5495	0.7785	0.1218

Tabla 33 Losa de cimentación. Desplazamientos máximos

En las siguientes figuras se muestra el mapa de color de los desplazamientos para los casos extremos de desplazamientos:

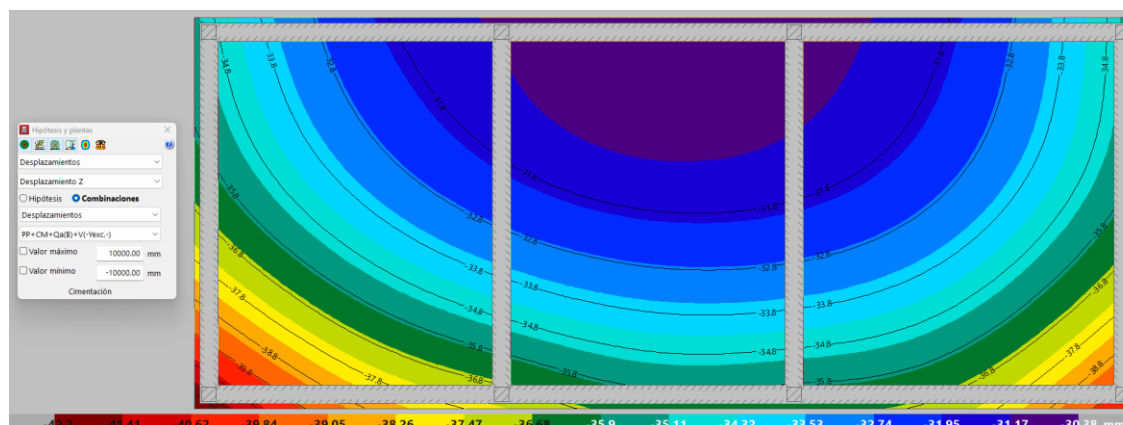


Figura 29 Losa de cimentación. Desplazamientos mínimos.

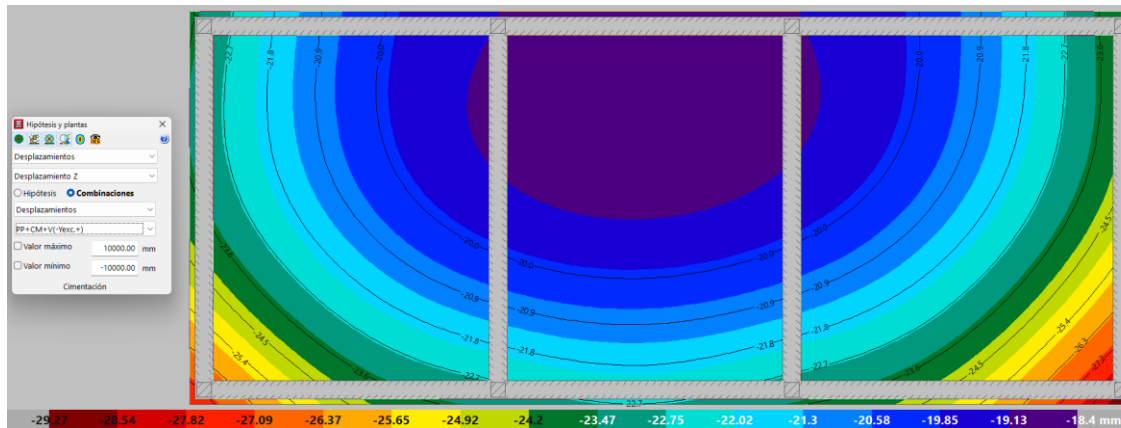


Figura 30 Losa de cimentación. Desplazamientos máximos.

9.3.7. Tensión sobre el terreno

En la tabla y diagrama siguientes se presentan las tensiones máximas transmitidas al terreno por la cimentación. La tensión media es de 0.06 MPa (0.61 kp/cm²), inferior al límite establecido por el cálculo de asentamientos máximos del informe geotécnico (Anexo 5) de 0.62 kp/cm². Este valor implica la mejora del terreno de 1.3 m por debajo de la cota de cimentación.

Situaciones persistentes o transitorias					
Viga			Tensión media (MPa)	Tensión en bordes (MPa)	Estado
Pórtico	Tramo	Dimensión			
1	P1-P2	50x70	0.065	0.065	Cumple
1	P2-P3	50x70	0.058	0.059	Cumple
1	P3-P4	50x70	0.063	0.063	Cumple
2	P5-P6	50x70	0.058	0.058	Cumple
2	P6-P7	50x70	0.051	0.051	Cumple
2	P7-P8	50x70	0.058	0.058	Cumple
3	P1-P5	50x70	0.065	0.065	Cumple
4	P2-P6	50x70	0.058	0.058	Cumple
5	P3-P7	50x70	0.056	0.056	Cumple
6	P4-P8	50x70	0.063	0.063	Cumple

Tabla 34 Losa de cimentación. Tensiones máximas

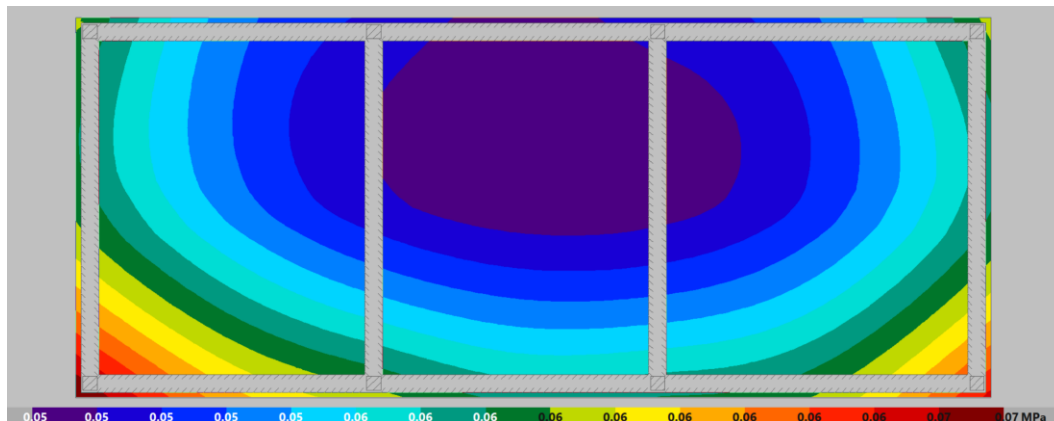


Figura 31 Losa de cimentación. Tensiones máximas transmitidas al terreno.

9.4. Cálculo de murete perimetral

9.4.1. Descripción

El murete perimetral tiene dos misiones principales: retener las tierras para poder generar el foso interior y servir de apoyo a los paneles prefabricados de la fachada.

En la siguiente figura se observa la geometría de este, de 1.15 m de altura, pero con carga hasta los 0.55 m de altura. Del lado de la seguridad, el canto de la sección considerada ha sido de 20 cm, pudiendo ser ampliado sin recálculo.

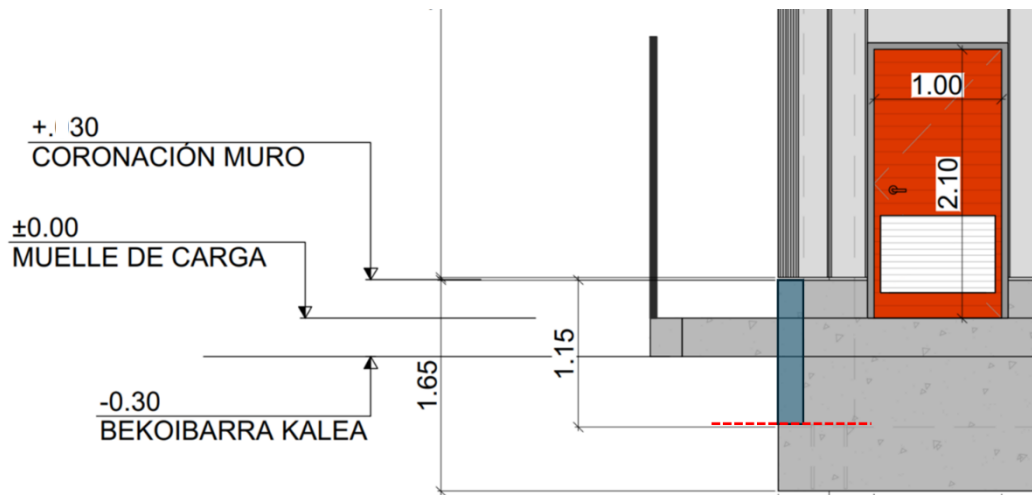


Figura 32 Murete Perimetral

9.4.2. Empujes

Los empujes que sufre este muro son tres:

- / Peso del muelle de carga de hormigón, de 30 cm de canto, lo que supone una carga permanente de 7.5 kN/m².
- / Sobrecarga generada por el transformador apoyado sobre el muelle de carga. Se supone uno de los 4 apoyos del transformador en un área de 1m², generando una carga repartida de 26 kN/m²
- / Empuje del terreno.

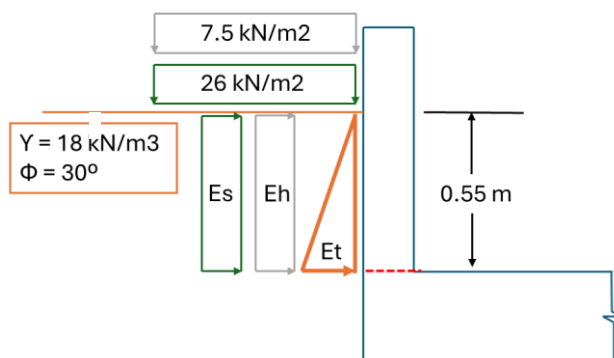


Figura 33 Murete Perimetral. Empujes del terreno

El coeficiente de empuje activo, según la teoría de Rankine se puede calcular como:

$$K_A = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0.58$$

Por lo que las fuerzas de empuje resultan:

- / $E_h = 7.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.58 \cdot 0.55 \text{ m} = 2.4 \text{ kN/m}$, aplicados a mitad de altura (0.28 m).
- / $E_s = 26 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.58 \cdot 0.55 \text{ m} = 8.3 \text{ kN/m}$, aplicados a mitad de altura (0.28 m).
- / $E_t = 0.5 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.58^2 \cdot (0.55 \text{ m})^2 = 1 \text{ kN/m}$, aplicados a un tercio de altura (0.19 m).

Por tanto, los momentos generados en los arranques son:

- / $M_h = 0.28 \text{ m} \cdot E_h = 1.3 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$.
- / $M_s = 0.28 \text{ m} \cdot E_s = 4.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$.
- / $M_t = 0.19 \text{ m} \cdot E_t = 1.9 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$.

Considerando un coeficiente de combinación de 1.6 para todas las acciones, el momento pésimo en el arranque es de 12.5 kN·m/m.

9.4.3. Armado

Verticalmente se disponen $\phi 10$ cada 30 cm, lo que supone un momento ultimo de 19 kN·m, para una sección de 1 m de ancho. Este armado, esta por encima de la cuantía mínima de 0.09% ($0.0009 \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.2 \text{ m} = 1.9 \text{ cm}^2$).

Horizontalmente se disponen $8\phi 10$ mas $2\phi 12$ en la coronación (7.85 cm^2), por encima de la cuantía mínima del 0.32% repartida en ambas caras (6.4 cm^2).

9.5. Cálculo de muelle de carga

9.5.1. Descripción

El muelle de carga es una losa de hormigón de 30 cm de canto directamente apoyada sobre el terreno.

Sobre la misma se apoyará de forma puntual parte del peso del transformador al entrar en el edificio.

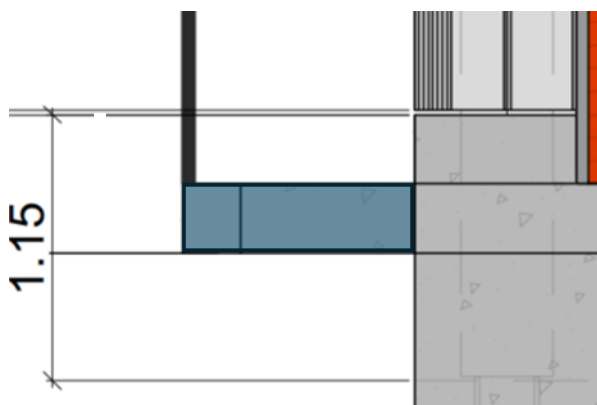


Figura 34 Muelle de carga

9.5.2. Ley de flectores

La carga aplicada genera una reacción del terreno, por lo que se puede considerar la losa como dos ménsulas de longitud mitad a la anchura contributiva.

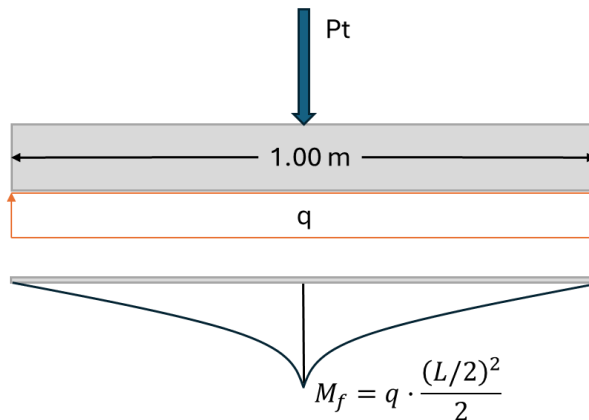


Figura 35 Muelle de carga. Ley de flectores

Con una P_t igual a 39 kN (uno de los apoyos del transformador, mayorado por 1.5), la reacción del terreno (q) es igual a 39 kN/m. El flector máximo generado, por tanto, es de 4.9 kN·m.

La cuantía mínima por cara y dirección es de un 0.09%, que se cubre con parrillas de $\phi 12$ cada 30 cm. El momento último de una sección con esta armadura es de 27.4 kN·m, muy por encima del momento de diseño.

9.6. Cálculo de la estructura prefabricada

9.6.1. Cargas consideradas

9.6.1.1. Cargas generales para la estructura

- / Puente Grúa: No hay
- / Viento:
- Carga básica, Zona C, $q_b = 0.52\text{ kN/m}^2$
- Grado de aspereza del entorno IV (Zona urbana en general, industrial o forestal).
- / / Acción sísmica básica: $a_b < 0.04g$

9.6.1.2. Cargas de cubierta

- / Peso Propio forjado FA25 + 5cm de capa de compresión: 4,88 kN/m²
- / Peso de cubierta (impermeabilización + aislante + mortero) = 2,00 kN/m²
- / Sobrecarga de Uso sobre capa de compresión terminada = 2.00 kN/m²
- / Sobrecarga de Nieve = 0,30 kN/m²
- Zona 1
- Altitud 10 msnm

No se consideran concomitantes la Sobrecarga de Uso con la Sobrecarga de Nieve sobre capa de compresión terminada

No se han considerado cargas lineales en bordes libres de placas alveolares

No se han considerado cargas lineales en placas alveolares ni en vigas de forjado por cerramiento in situ.

9.6.2. Resistencia a fuego de los elementos

La resistencia al fuego de los materiales se indica a continuación:

- / Placa alveolar FA25+5: REI90
- / Vigas principales de forjado.
- / Vigas con sección el L; VCL 25+40: R90
- / Pilares: REI120
- / Panel: EI120
- / Planta de pilares y esquema estructural

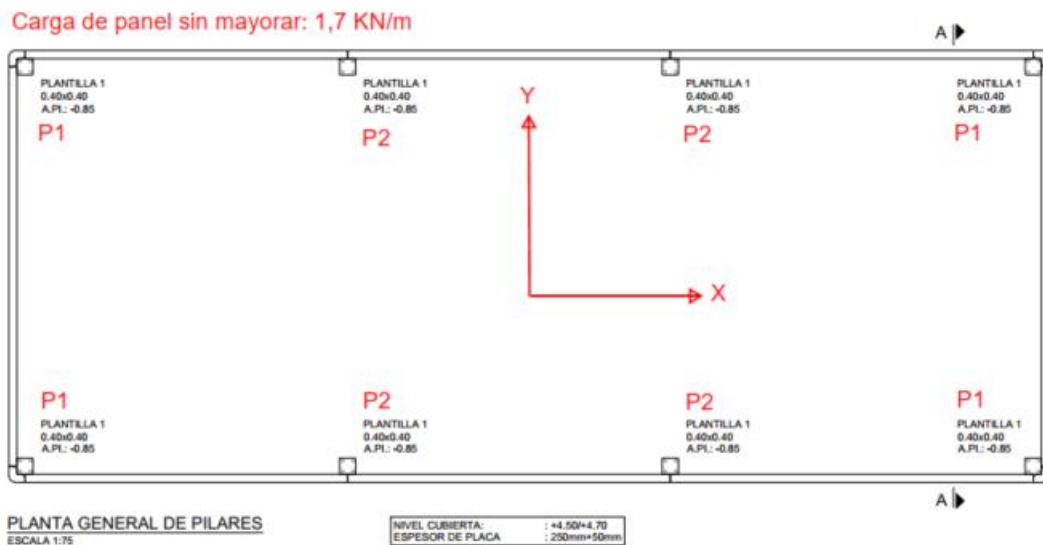


Figura 35 Planta general de pilares

9.6.3. Cálculos detallados de la estructura

Se adjunta a continuación el detalle de los cálculos realizados para la justificación estructural del edificio de la SET de Gernika, entregado por el proveedor de la estructura, en el documento denominado Apéndice 1. Estos cálculos han sido entregados por el proveedor de la solución prefabricada, pero deberán revisarse en función de las posibles variaciones que puedan identificarse en obra.

Estos cálculos se basan en la comprobación de pórtico, barras, nodos y apoyos sometidos a las solicitaciones indicadas en los apartados anteriores.

Los elementos a justificar son los que se definen a continuación:

- / Forjado de placa alveolar: FA25+5
 - / Vigas en sección en L: VCL 25+40
 - / Pilares tipo P1 y P2.
- / Panel sándwich de hormigón con núcleo de poliestireno para cerramiento perimetral

9.6.4. Forjado de placa alveolar.

Las placas de forjado a disponer tendrán un espesor de 250 mm y se apoyarán sobre las vigas VCL longitudinales generando vanos de 9,90 m de luz.

El peso de las placas es de 3,78 kN/m².

En el Apéndice 1, se establece la comprobación de flecha para este elemento.

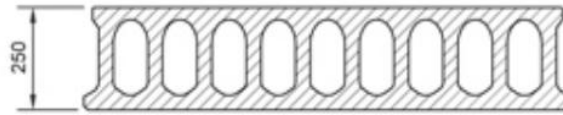


Figura 36 Sección de forjado alveolar

9.6.5. Viga de carga longitudinal en L. VCL 40+25

Las vigas de carga en L se dispondrán longitudinales a la cubierta y serán las que soporten el peso de la misma y en la que apoyen las placas de forjado.

Formarán tres vanos, de 8 y 9 m de luz cada uno.

Las hipótesis consideradas en el cálculo se resumen a continuación y la justificación y detalle de los cálculos se recogen en el Apéndice 1.

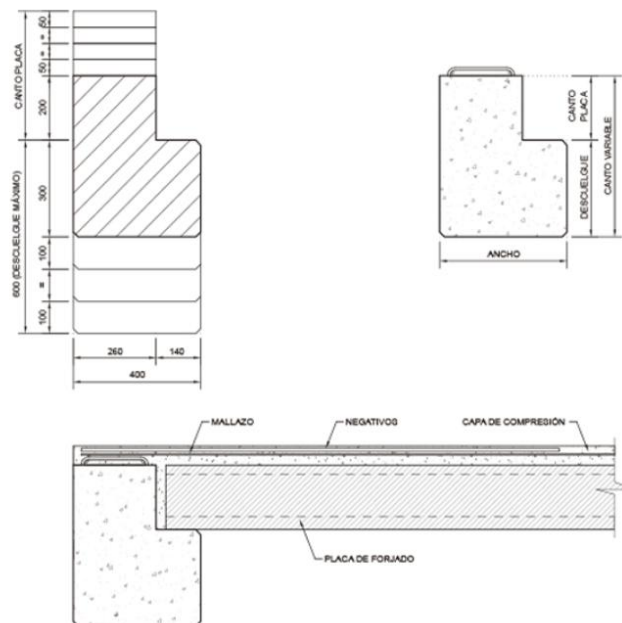


Figura 37 Geometría de las vigas de carga

VIGAS PRETENSADAS		
CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS MATERIALES		
HORMIGÓN	ACERO PASIVO	ACERO ACTIVO
HP-45/F/20/IIa	B 500 S	Y 1860 S7
$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$	

Figura 38 Cuadro de características mecánicas

/ Características geométricas de la viga:

- Luz: 8.9 m
- Separación entre vigas: 5.15 m
- Tipo de viga: viga en L
- Canto: 65 cm
- Descuelgue: 0.40
- Forjado: 0.25

/ Acciones repartidas:

- Destesado: Carga trapecial :
 - Alveolar + CC: 4.88 kN/m²
 - Permanentes: 2 kN/m²
 - Sc de Uso: 2 kN/m²

/ Características del hormigón:

- Peso específico= 25 kN/m³
- Resistencia característica = 45 N/mm²
- Resistencia característica a transferencia = 35 N/mm²
- Coeficiente de minoración del hormigón = 1.5

/ Características del acero pasivo

- Resistencia característica $f_{yk} = 500$ N/mm²
- Módulo de Elasticidad = 200000 N/mm²
- Coeficiente de minoración del acero pasivo $\gamma_s = 1.15$

/ Características del acero activo

- Resistencia característica $f_{max, k} = 1860$ N/mm²
- Módulo de Elasticidad = 200000 N/mm²
- Coeficiente de minoración del acero activo $\gamma_s = 1.15$

/ Datos de tesado

- Porcentaje de tesado= 0.75
- Penetración de cuña = 4 mm
- Longitud de la Pista 136.5 m

9.6.6. Pilares P1 y P2

Los pilares P1 y P2 serán pilares lisos, de hormigón de 40x40 cm de sección. Estos pilares se fijarán a la losa mediante esperas de acero corrugado, tal como se indica en el plano "1-SETG-24-022-A Detalle tipo de vainas 1".

La posición de los pilares P2 y P1 se indica en la Figura 35. La distribución de pilares, sobre los que apoyarán las vigas VCL es tal que se generan cuatro pórticos en la estructura.

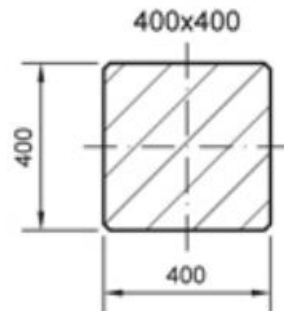


Figura 39 Sección de pilares

En el Apéndice 1 se realizan los cálculos de estructura reticulada correspondientes a cada uno de los pórticos que conforman la estructura considerando todas las cargas detalladas en los apartados anteriores y generando el esquema estructural de cada uno de los pórticos mediante, con el detalle de barras y nodos.

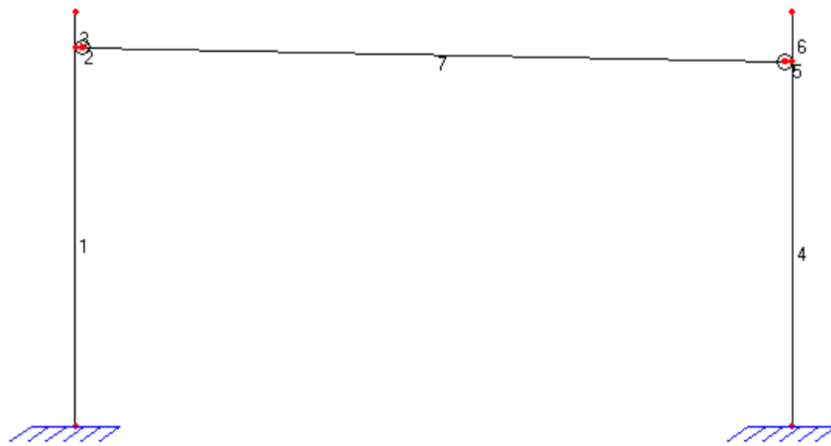


Figura 40 Ejemplo del esquema de barras de uno de los pórticos estructurales.

Apéndice 1. Cálculos justificativos de estructura prefabricada